



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**DISEÑO DE PASO ELEVADO PEATONAL BASADO EN  
ELEMENTOS PREFABRICADOS – HORMIGÓN  
PRETENSADO**

**Trabajo de grado previo a la obtención del título de:**

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**Autores:**

**PABLO MARCELO FIGUEROA BUSTILLOS**

**CARLOS MAURICIO TITO NAULA**

**Director:**

**VLADIMIR EUGENIO CARRASCO CASTRO**

**CUENCA-ECUADOR**

**2018**

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo con todo cariño:

A Dios, por bendecirme cada día de mi vida y guiarme por el mejor camino, sobre todo haberme dado la salud necesaria para cumplir ésta gran meta.

A mis padres Wilson y Teresa, por ser mis mejores amigos, consejeros y ejemplos a seguir quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han apoyado constantemente para culminar esta gran etapa de formación. Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.

A mi hija Mía Victoria, por darme ese amor tan sincero todos los días y las fuerzas suficientes para seguir adelante y poder superar cualquier obstáculo que se me presente en mi vida. Soy muy orgulloso de tenerte.

A mi hermana Salomé, por estar conmigo y apoyarme en todo momento, siendo una gran hermana sincera y cariñosa.

A mi enamorada Erika, por su apoyo incondicional, por estar siempre a mi lado y darme el mejor motivo para ser mejor cada día cumpliendo nuestros objetivos y llenar de amor a nuestra hija.

**Pablo Marcelo Figuerola Bustillos.**

En el camino de la vida que conduce a triunfos, haciendo posibles esos sueños anhelados y culminando metas propuestas, están presentes quienes, gracias a su gran entrega, apoyo y guianza hacen de ellos una realidad.

Quiero dedicar con muchísima gratitud y cariño este proyecto de graduación a toda mi familia y de manera especial a mis padres: Diego, por su aporte en mi formación e instrucción personal y Marjorie, mi madre, por su amor incomparable, por su cariño, por la entrega total a sus hijos; porque con su gran ejemplo de lucha supo guiar mi vida, formar mis principios, quien es mi ejemplo a seguir y por quien el día de hoy soy quien soy.

A mi abuelita Fanny, por su enorme cariño, su dulce amor, porque a pesar que se encuentra lejos, su presencia no ha sido ausencia, se la siente tan presente y viva.

A mis hermanos: Bryan, Paz, David mis mejores amigos, compañeros y guerreros en cada batalla de la vida; la hermandad aquel regalo de la vida y que enorme dicha compartirla a su lado.

A mi enamorada Priscila, por el gran apoyo que representa en mis días, por sus palabras de motivación, por ese incondicional, sincero y puro amor y su entusiasmo en verme triunfar.

**Carlos Mauricio Tito Naula.**

## **AGRADECIMIENTO**

Nuestro más sincero agradecimiento a la Universidad del Azuay por abrirnos las puertas y brindarnos una educación de calidad, a todas las autoridades y docentes de la Escuela de Ingeniería Civil expresarles la inmensa gratitud por ser quienes han formado y han guiado con sus enseñanzas nuestra formación académica.

Con el mayor afecto y consideración damos gracias a nuestro tutor del proyecto de graduación Ing. Vladimir Eugenio Carrasco Castro, por su gran entrega y colaboración en la elaboración del presente proyecto, a los miembros del tribunal de grado Ing. Roberto Gamón e Ing. Mercedes López por sus consejos, enseñanzas y apoyo, de igual manera al Ing. José Vázquez Calero por todas las atenciones e información brindada a lo largo de toda la elaboración del proyecto.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA .....	i
AGRADECIMIENTO .....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	ix
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xi
RESUMEN .....	xii
ABSTRACT .....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO 1 .....	3
1.1 Problemática .....	3
1.2 Pregunta de investigación: .....	3
1.3 Objetivo general .....	4
1.4 Objetivos específicos .....	4
CAPITULO 2 .....	5
Estado del arte y Marco teórico .....	5
CAPITULO 3 .....	8
3.1 Determinación geográfica de la ubicación .....	8
3.1.1. Análisis Uno .....	8
3.1.2. Análisis Dos.....	9
3.2 Análisis de la ubicación.....	9
3.2.1. Ubicación tentativa número 1 .....	9
3.2.2. Ubicación tentativa número 2 .....	10
3.3 Selección de la ubicación.....	10
3.4 Estudio geotécnico .....	11
CAPITULO 4 .....	12
Diseño de la superestructura .....	12
4.1 Normativa aplicable a pasos a desnivel .....	12
4.2 Diseño de la superestructura - Hormigón pretensando .....	13
4.3 Diseño de elementos sometidos a flexión .....	13
4.3.1. Comportamiento al momento de cortar los cables .....	14
4.3.2. Comportamiento bajo cargas de servicio .....	16
4.3.3. Diseño a flexión en resistencia última. ....	17
4.3.4. Acero mínimo en una sección de hormigón pretensado .....	21

4.4	Diseño por cortante .....	21
4.5	Deflexiones.....	24
4.6	Método de los multiplicadores para estimar deflexiones a largo plazo .....	27
4.7	Cálculo viga pretensada Doble “t” simplemente apoyada .....	28
4.7.1.	Características y materiales de la viga doble T: .....	30
4.7.2.	Comportamiento al momento de cortar los cables. ....	30
4.7.3.	Tensiones en el centro de la luz, kg/cm <sup>2</sup> . ....	31
4.7.4.	Tensiones en los extremos (apoyos de la viga) kg/cm <sup>2</sup> . ....	32
4.7.5.	Condiciones bajo cargas de servicio. ....	33
4.7.6.	Tensiones en el centro de la luz. Kg/ cm <sup>2</sup> .....	33
4.7.7.	Diseño a flexión en resistencia última. ....	35
4.7.8.	Diseño por cortante.....	38
4.7.9.	Camber y deflexiones .....	41
4.8	Cálculo viga pretensada “L” simplemente apoyada .....	44
4.8.1.	Características y materiales tipo L .....	47
4.8.2.	Comportamiento al momento de cortar los cables. ....	50
4.8.3.	Tensiones en el centro de la luz, kg/cm <sup>2</sup> . ....	50
4.8.4.	Tensiones en los extremos (apoyos de la viga) kg/cm <sup>2</sup> . ....	51
4.8.5.	Condiciones bajo cargas de servicio. ....	52
4.8.6.	Tensiones en el centro de la luz. Kg/ cm <sup>2</sup> .....	53
4.8.7.	Diseño a flexión en Resistencia Última y Ductilidad. ....	54
4.8.8.	Diseño por cortante.....	57
4.8.9.	Camber y deflexiones .....	62
	CAPITULO 5 .....	66
	Diseño de la Subestructura .....	66
5.1	Rampas de circulación peatonal.....	66
5.2	Diseño de los elementos estructurales .....	68
5.3	Parámetros sísmicos.....	71
5.4	Datos generales de sismo.....	73
5.5	Materiales utilizados .....	75
5.6	Resultado de diseño de cada elemento estructural .....	75
5.6.1.	Propuesta de proyecto número uno .....	75
5.6.2.	Propuesta de proyecto número dos .....	93
5.7	Ménsulas .....	98
5.8	Neopreno .....	99
5.9	Diseño de losa para descansos.....	101

5.9.1.	Espesor mínimo de la losa .....	102
5.9.2.	Recubrimiento mínimo.....	103
5.9.3.	Diseño a flexión .....	104
5.9.4.	Refuerzo negativo a flexión .....	105
5.9.5.	Cuantía máxima y mínima .....	106
5.9.6.	Refuerzo positivo a flexión .....	107
5.9.7.	Resistencia a cortante .....	107
5.9.8.	Detalle de refuerzo .....	108
5.10	Barandas .....	109
	CAPITULO 6 .....	112
	Determinación del Costo y Tiempo de Construcción del Proyecto .....	112
6.1	Análisis comparativo de costos. ....	112
6.2	Cuantificación de volúmenes de obra para la obtención del presupuesto referencial del proyecto “Puente Peatonal en base a Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado - Diseño de Superestructura con Dobles T” .....	112
6.3	Cuantificación de volúmenes de obra para la obtención del presupuesto referencial del proyecto “Puente Peatonal en base a Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado - Diseño de Superestructura con Vigas Tipo L” .....	118
6.4	Detalle referencial de costo y tiempo de ejecución en puentes peatonales locales. 126	
6.5	Análisis comparativo de tiempo .....	127
	CONCLUSIONES .....	130
	BIBLIOGRAFÍA.....	131

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Concepto De Luz, Vano y Tramo.....	7
Figura 2.2 Esquema longitudinal de puente.....	7
Figura 3.1 Ubicación propuesta número uno.....	8
Figura 3.2 Ubicación propuesta número dos.....	9
Figura 3.3 Dimensiones propuesta número uno.....	9
Figura 3.4 Dimensiones propuesta número dos.....	10
Figura 4.1 Espacios mínimos según norma INEN 2243.....	12
Figura 4.2 Contra flecha inicial o “Camber” en una viga pretensada.....	24
Figura 4.3 Formulas para obtener el “camber” con distintas trayectorias del cable de pretensar.....	26
Figura 4.4 Dimensiones de viga Doble T.....	28
Figura 4.5 Sección transversal de la viga cajón propuesta.....	44
Figura 4.6 Sección transversal de la viga tipo L.....	45
Figura 4.7 División de la sección de la viga L para cálculo del centro de gravedad.....	47
Figura 5.1 Puente vehicular ubicado a 400 metros.....	66
Figura 5.2 Vista lateral derecha paso peatonal para superestructura en viga Doble T.....	67
Figura 5.3 Vista Frontal del paso peatonal para superestructura en viga Doble T.....	67
Figura 5.4 Vista lateral derecha paso peatonal para superestructura en viga L.....	67
Figura 5.5 Vista Frontal del paso peatonal para superestructura en viga L.....	68
Figura 5.6 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada rampa #1,2,3.....	69
Figura 5.7 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada para rampa#4.....	69
Figura 5.8 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada para rampa#5.....	70
Figura 5.9 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada para rampa#6.....	70
Figura 5.10 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	72
Figura 5.11 Aplicación de ménsula.....	98
Figura 5.12 Detalle de neopreno.....	100
Figura 5.13 Especificación del literal a) para descansos.....	101
Figura 5.14 Especificación del literal b) y c) para descansos.....	101
Figura 5.15 Especificación del literal d) para descansos.....	102
Figura 5.16 Cargas y momento negativo para una viga en voladizo.....	104

Figura 5.17 Variación de $\Phi$ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción $\epsilon t$ .....	106
Figura 5.18 Detalle de armado de un volado .....	107
Figura 5.19 Detalle de armado de losa.....	109
Figura 5.20 Detalle de barandales para viga Doble T .....	110
Figura 5.21 Detalle de malla electrosoldada para viga Doble T .....	110
Figura 5.22 Detalle de pasamanos para viga L .....	111
Figura 6.1 Cronograma De Actividades Propuesta de Diseño Uno.....	128
Figura 6.2 Cronograma De Actividades Propuesta de Diseño Dos .....	129

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Tolerancias típicas entre el “camber” calculado y el medido de acuerdo al PCI.....	24
Tabla 4.2 Deflexiones máximas permitidas de acuerdo al ACI.....	25
Tabla 4.3 Multiplicadores dados por el PCI, para estimar el “Camber” y deflexiones a largo plazo, en elementos típicos de hormigón pretensado de un solo tramo.....	27
Tabla 4.4 Datos de viga doble “T”.....	29
Tabla 4.5 Materiales de la viga doble “T”.....	29
Tabla 4.6 Peso de viga L.....	45
Tabla 4.7 Datos de la viga L.....	46
Tabla 4.8 Propiedades de los materiales de la viga L.....	46
Tabla 5.1 Dimensiones de las rampas del paso peatonal para superestructura en viga Doble T.....	67
Tabla 5.2 Dimensiones de las rampas del paso peatonal para superestructura en viga L.....	68
Tabla 5.3 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada rampa #1,2,3.....	68
Tabla 5.4 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada para rampa #4.....	69
Tabla 5.5 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada para rampa #5.....	70
Tabla 5.6 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada para rampa #6.....	70
Tabla 5.7 Valores del factor Z.....	71
Tabla 5.8 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	72
Tabla 5.9 Materiales utilizados para hormigones.....	75
Tabla 5.10 Materiales utilizados para acero en barras.....	75
Tabla 5.11 Características del compuesto elastomérico requeridas por la norma ASSHTO M251-90.....	100
Tabla 5.12 Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas ..	102
Tabla 5.13 Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados.....	103
Tabla 6.1 Volúmenes de acero y hormigón ejes (A, E)-2.....	112
Tabla 6.2 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, E)-1.....	113
Tabla 6.3 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A-B, D-E)-5.....	113
Tabla 6.4 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A-B, D-E)-5).....	114
Tabla 6.5 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A.E)-3,4.....	114

Tabla 6.6 Volumen de hormigón para viga Doble T. Propuesta 1.....	115
Tabla 6.7 Longitud de acero total para viga Doble T. Propuesta 1.....	115
Tabla 6.8 Acero de malla electrosoldada para Patín superior. Propuesta 1 .....	116
Tabla 6.9 Acero de malla electrosoldada para viga Doble T (alma). Propuesta 1 ...	116
Tabla 6.10 Volumen de excavación para zapatas. Propuesta 1.....	117
Tabla 6.11 Volúmenes de acero y hormigón para ménsulas.....	118
Tabla 6.12 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, D)-1,1' .....	118
Tabla 6.13 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, E)-2. ....	119
Tabla 6.14 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A-B, D-E)-5. ....	119
Tabla 6.15 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, E)-3,4. ....	120
Tabla 6.16 Volumen de hormigón para viga Doble T. Propuesta 2.....	120
Tabla 6.17 Longitud de acero total para viga Doble T y viga L. Propuesta 2 .....	121
Tabla 6.18 Acero en barras. Propuesta 2.....	121
Tabla 6.19 Acero de malla electrosoldada para Patín superior y alma. Propuesta 2	122
Tabla 6.20 Volumen de excavación para zapatas. Propuesta 2.....	122
Tabla 6.21 Presupuesto referencial de puente peatonal con vigas doble T pretensadas para la superestructura.....	124
Tabla 6.22 Presupuesto referencial de puente peatonal con vigas L pretensadas para la superestructura. ....	125
Tabla 6.23 Presupuesto referencial de puentes locales .....	126

## ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1 Modelo de cálculo para vigas.....	133
ANEXO 2 Modelo de cálculo para columnas.....	223
ANEXO 3 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)3; EJE (A, E)4.....	258
ANEXO 4 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)5; EJE (B, D)5 .....	264
ANEXO 5 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)-2.....	268
ANEXO 6 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)1 .....	272
ANEXO 7 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE C1.....	276
ANEXO 8 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A, E)1 EJE (A, D)3; EJE (A,D)4.....	280
ANEXO 9 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A, D)5; EJE (B, C)5.....	286
ANEXO 10 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A, D)2.....	290
ANEXO 11 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A,D)1; EJE (A,D)1' .....	294
ANEXO 12 Cálculo Estructural en CYPE Ménsula para propuesta de diseño Dos	299
ANEXO 13 Cantidades de obra propuesta de diseño Uno .....	301
ANEXO 14 Cantidades de obra propuesta de diseño Dos.....	320
ANEXO 15 Simbología Para Diseño en Hormigón-Pretensado.....	339
ANEXO 16 Detalles de armado de elementos estructurales.....	343

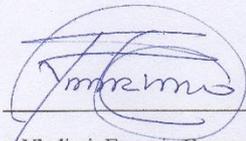
## RESUMEN

### Diseño De Paso Elevado Peatonal Basado En Elementos Prefabricados – Hormigón - Pretensado

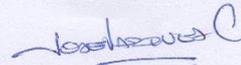
#### RESUMEN

En el presente proyecto de graduación se plantearon y diseñaron dos modelos de puentes peatonales destinados a garantizar seguridad para los usuarios en un cruce riesgoso de la Avenida de las Américas - Hospital del Río; se trata de puentes con sistemas constructivos mixtos en miembros estructurales prefabricados de hormigón pretensado para la superestructura y camineras, y de hormigón armado para los miembros que forman la subestructura, siendo objetos de análisis comparativo con sistemas constructivos usados localmente de placas colaborantes y vigas metálicas. Al contar con diseños técnicos, presupuestos, cronogramas de ejecución de obra y materiales constructivos a usarse en los puentes, se determinó que la mejor propuesta en cuanto a los requerimientos mencionados, la tienen los pasos peatonales en pretensados.

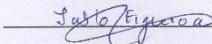
**Palabras clave:** pretensado, paso elevado, hormigón armado, superestructura, subestructura, sistemas constructivos mixtos, análisis, solución.



Vladimir Eugenio Carrasco Castro  
**Director del Trabajo de Titulación**

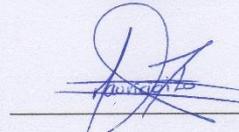


José Fernando Vázquez Calero  
**Coordinador de Escuela**



Pablo Marcelo Figueroa Bustillos

**Autor**



Carlos Mauricio Tito Naula

**Autor**

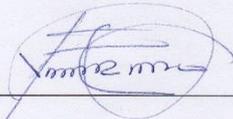
## ABSTRACT

### Pedestrian Overpass Design Based on Prefabricated Elements - Concrete - Prestressed

#### ABSTRACT

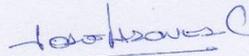
This project proposed and designed two pedestrian bridge models to guarantee safety for users at a risky intersection in "Avenida de las Américas" and "Hospital del Río". These were bridges with mixed construction systems in prefabricated structural members of prestressed concrete for the superstructure and the road and reinforced concrete for the members that formed the substructure. A comparative analysis was carried out with constructive systems of collaborating plates and metallic beams used locally. Based on technical designs, budgets, work execution schedules and construction materials to be used, it was determined that the best proposals were the pedestrian bridges in prestressed material.

**Keywords:** prestressing, overpass, reinforced concrete, superstructure, substructure, mixed construction systems, analysis, solution.



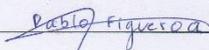
Vladimir Eugenio Carrasco Castro

**Thesis Director**



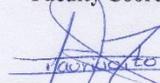
José Fernando Vázquez Calero

**Faculty Coordinator**



Pablo Marcelo Figueroa Bustillos

**Author**



Carlos Mauricio Tito Naula

**Author** translated by  
Ing. Paul Arpi

Trabajo de titulación

Figuroa Bustillos Pablo Marcelo, Tito Naula Carlos Mauricio

Ing. Vladimir Eugenio Carrasco Castro MSc.

Octubre, 2018

## **Diseño de Paso Elevado Peatonal basado en Elementos Prefabricados - Hormigón Pretensado**

### **INTRODUCCIÓN**

El presente proyecto está encaminado a generar confort y seguridad para todas las personas que en su día a día tienen la necesidad de realizar un cruce complicado y riesgoso de una avenida perimetral, situado en la avenida de las Américas junto al Hospital del Río, con un ancho de treinta metros aproximadamente y un alto grado de flujo vehicular, tanto de vehículos livianos como de pesados; considerando las normas de velocidad establecidas por la Empresa Municipal de Movilidad (EMOV), un accidente ocurrido en estas circunstancias conllevaría a situaciones de suma afección para los transeúntes. Conociendo la gravedad que ello implica, éste trabajo presenta una propuesta de solución a dicho problema, a través de un puente peatonal que será expuesto en dos diseños de elementos prefabricados de hormigón pretensado, aportando así garantizar calidad de vida y seguridad para los usuarios, además se presenta utilizando técnicas constructivas innovadoras como es el uso de elementos prefabricados en hormigón pretensado, mismas que serán sujetas a modelos comparativos respecto a sistemas constructivos utilizados de manera local, en cuanto a costo y tiempo de ejecución.

Se estima que los primeros puentes pertenecían a la prehistoria (5 millones A.C.) considerando como un puente a un árbol que posiblemente fue dejado caer con el propósito de cruzar un río, así empezaron a desarrollarse ideas que cubrían necesidades, los primeros puentes estaban constituidos por elementos naturales como troncos que se dejaban caer en arroyos o en piedras de un río, posterior a ello construían cuerdas para unir elementos de un puente, que de cierta manera fue el nacimiento de los puentes colgantes. Los puentes de arco de piedra construidos por los romanos al haber adquirido técnicas en la construcción y desarrollado conocimientos sobre cimentación utilizando mortero y próximo a ello cimentaciones bajo el agua mediante cajas rellenas de piedra y mortero; y así poco a poco se fueron mejorando las técnicas

constructivas para puentes de hierro fundido, puentes colgantes, puentes de acero que a finales del siglo XIX, cien años después de iniciarse los puentes metálicos, fueron construidos consiguiendo que los materiales de la construcción sean dúctiles haciéndoles más resistentes, por otro lado los puentes de hormigón armado, son una aleación del hormigón y el acero para mejorar las características de resistencia a compresión y de mayor proporción a esfuerzos de tracción, siendo puentes con un sistema muy usado en la actualidad; Por último los puentes de Hormigón pretensado que son propuestos en esta tesis, a diferencia de los puentes de hormigón armado que son diseñados con una armadura pasiva es decir, entra en un proceso de carga al soportar fuerzas exteriores que actúan sobre la estructura, en el pretensado la armadura es activa, se estiman consideraciones previas a la actuación de cargas como peso propio, carga muerta, viva y de tráfico, los miembros como vigas que son sujetos a preesfuerzos, adquieren mejores propiedades aumentando de manera significativa su rango elástico, mayorando su resistencia a flexión, disminuyendo la fisuración del hormigón, adquieren también características que permiten cubrir luces con longitudes mayores y otras sollicitaciones.

Para determinadas obras es muy importante llevar un control sobre el tiempo constructivo en sitio, en este caso el proyecto será diseñado para ser montado en una vía de alto tránsito y cuya construcción debe evitar la generación de obstrucciones. El uso de nuevas tecnologías y procesos constructivos, empleados en diversas obras civiles da lugar a técnicas de emplazamiento innovadoras cuya finalidad es su facilidad constructiva acoplándose al sitio en cuestión, como sería el caso de los elementos prefabricados que pueden adaptarse adecuadamente a los requerimientos que impliquen su destino. Se necesitaría reducir el tiempo constructivo del paso elevado peatonal, puesto que construirlo en sitio generaría obstrucción vehicular causando mayores molestias a los ciudadanos y personas que transiten por ese lugar, mediante el uso de elementos prefabricados se demostrará una mayor rapidez en el montaje de las vigas y elementos de la obra en general.

Es de suma importancia garantizar los aspectos de diseño en cuanto a especificaciones técnicas que están regidas a normas de construcción, el uso de elementos prefabricados avala el estricto cumplimiento de todos los parámetros y especificaciones.

## **CAPITULO 1**

### 1.1 Problemática

El problema generado al cruzar una vía de alto tráfico, considerada como una vía perimetral diseñada para un tráfico vehicular a velocidades máximas permisibles de 70 km/h (Empresa pública municipal de movilidad tránsito y transporte de Cuenca, 2017), situada en la Avenida de las Américas junto al Hospital del Río, por estudiantes de la facultad de medicina de la Universidad del Azuay, usuarios hospitalarios, ciclistas, deportistas y personas en general quienes tienen la necesidad de cruzar esta carretera, causa un riesgo importante, generando la necesidad de poder atravesar la misma con seguridad.

Debemos tener presente la existencia de un paso a desnivel de la Avenida 24 de mayo marginal al río Tomebamba, pero el mismo es únicamente transitado por vehículos con una vía de un carril por sentido y sin el espacio suficiente para la circulación peatonal y construcción de veredas laterales.

### 1.2 Pregunta de investigación:

- 1.2.1 ¿Es posible utilizar elementos prefabricados para el requerimiento de un paso peatonal en la ubicación destinada?
- 1.2.2 ¿Se puede realizar un paso peatonal con una tecnología que minimice la molestia en cuanto a tiempo de ejecución y montaje de la obra a los usuarios de la Av. de las Américas junto al Hospital del Río?
- 1.2.3 ¿La tecnología de prefabricados de hormigón garantiza el funcionamiento estructural de los elementos que conforman el paso peatonal?

### 1.3 Objetivo general

Diseño de dos pasos elevados con elementos prefabricados-pretensados los cuales estarán diseñados con un sistema constructivo diferente, realizar un análisis comparativo basado en tiempo y costo general con respecto a puentes peatonales diseñados con un sistema constructivo diferente.

### 1.4 Objetivos específicos

- Análisis de la ubicación.
- Analizar el tipo de suelo sobre el que estará sustentado el puente peatonal.
- Determinar el tipo de cargas que soportará la superestructura y subestructura.
- Diseñar la estructura con elementos prefabricados-pretensados, se diseñará con dos opciones constructivas las cuales estarán diferenciadas en el apoyo central.
- Diseñar la superestructura y subestructura basándonos en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC), ACI o las normas adoptadas para la misma.
- Diseño de la subestructura en software CYPE
- Presentar el diseño del proyecto basado en elementos prefabricados.
- Determinar el costo y tiempo de construcción del proyecto.

## **CAPITULO 2**

### Estado del arte y Marco teórico

Se han analizado fuentes de ciertos autores a nivel internacional en cuanto a la utilización de elementos prefabricados en bases a diseño de vigas preesforzadas o pretensadas mencionando lo siguiente: cada día en el mundo de la construcción se exige la fabricación de elementos estructurales que sean capaces de salvar grandes luces, lo que obliga a utilizar elementos de gran sección para soportar las cargas actuantes, por lo cual usar materiales y métodos tradicionales encarecen la obra haciéndola económicamente no viable y arquitectónicamente poco atractiva, por lo cual se toman bases de diseño para vigas pretensadas mismas que serían adoptadas para nuestro proyecto. (Rodriguez Diaz, 2009).

A continuación, se presentan definiciones y conceptos fundamentales sobre los diferentes elementos y partes que conforman un puente prefabricado de hormigón pretensado.

### **Pretensado**

Concreto estructural en el que se han introducido tensiones internas para reducir las posibles tensiones de tracción en el hormigón resultante de cargas. (Institute, 2013).

Presforzar para mejorar el comportamiento elástico del concreto. Este concepto trata al concreto como un material elástico y es un criterio común entre los ingenieros. El concreto es comprimido (generalmente por medio de acero con tensión elevada), de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión.

### **Acero de pretensado**

Elementos de acero de alta resistencia como alambre, barra o torones utilizados para impartir fuerzas de pretensado al hormigón. (Institute, 2013)

### **Carga viva de peatones**

Los elementos de soporte principales tales como: vigas, cerchas y arcos, deberán estar diseñados para una carga viva de peatones los 415,01 kilogramos fuerza por metro cuadrado (Kgf/m<sup>2</sup>) de la carga peatonal, es lo que representa una persona promedio que ocupa 0.19 (m<sup>2</sup>) de área de cubierta de puente, se considera una carga viva de servicio razonablemente y conservadora que es difícil de superar con tráfico peatonal. (AASHTO, 1997).

Los siguientes conceptos están basados en especificaciones del American Concrete Institute (Melgares, 2010)

**Paso:** es una obra que tiene que salvar como obstáculo otra vía, presentándose como condiciones para su diseño considerar las características del diseño geométrico de la vía a la que pertenece el paso y de la vía a salvar.

Se dividen en superestructura y subestructura. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas que las transfiere a vigas, armaduras, arcos, cables u otros elementos sobre los que se apoya, siendo estos los encargados de transmitir las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

La subestructura de un puente está formada por elementos encargados de las cargas de la superestructura al terreno, dentro de los cuales se encuentran los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que constituyen la base de ambos.

**Luz:** es la distancia existente entre los ejes de dos dispositivos de apoyo consecutivo.

**Vano:** es la distancia existente de cara a cara de dos pilas contiguas o de cara a cara del estribo y la pila (si el puente es de una luz será de cara a cara de los estribos).

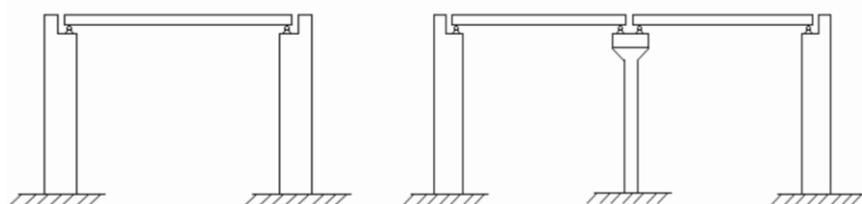
**Vigas principales:** reciben esta denominación por ser los elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas como son las vigas rectas, arcos, pórticos, reticulares, vigas Vierendel, etc.

Las vigas secundarias paralelas a las principales, se denominan longueras.

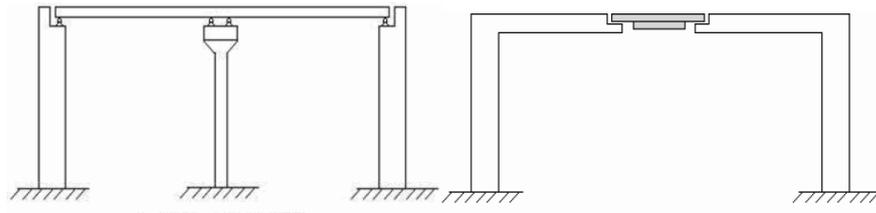
**Diafragmas:** son vigas transversales a las anteriores y sirven para su arriostramiento. En algunos casos pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales. Estas vigas perpendiculares pueden recibir otras denominaciones como viguetas o en otros casos vigas de puente.

**Tramo:** elemento estructural que lo salva.

**Tablero:** es la parte resistente del puente a través del cual se produce la circulación de vehículos o trenes. Estos pueden ser de losa o de viga y losa.



- 1) Una luz, 1 vano, 1 tramo.      2) Dos luces, 2 vanos, 2 tramos.



- 2) Dos luces, 2 vanos, 1 tramo.      4) 1 luz, 1 vano, tres tramos.

Figura 2.1 Concepto De Luz, Vano y Tramo

Fuente: (Melgares, 2010)

## Subestructura

**Pilas:** soportan el tablero en puntos intermedios y además transmiten las cargas a la cimentación.

**Estribos:** soportan el tablero en los extremos, transmiten las cargas a la cimentación y además hacen función de muros de contención. Esta contención puede ser total (estribos cerrados) o parcial (estribos abiertos).

**Cimentación:** puede ser directa o indirecta y su función es transmitir las cargas al suelo.

A continuación, se pueden apreciar todos los elementos señalados.

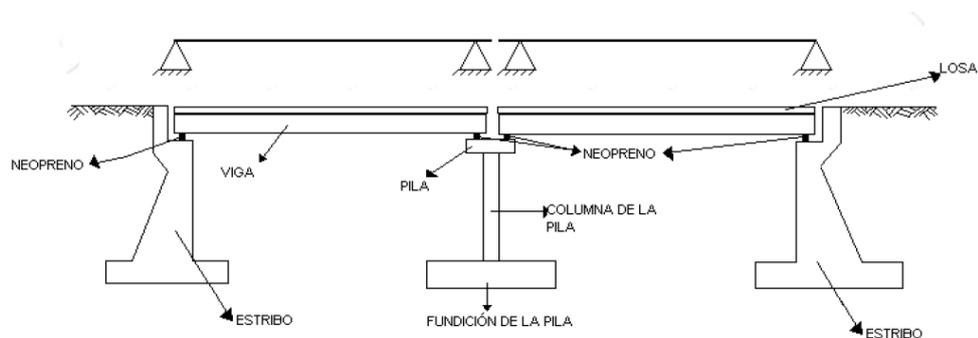


Figura 2.2 Esquema longitudinal de puente

Fuente: (Melgares, 2010)

## CAPITULO 3

### 3.1 Determinación geográfica de la ubicación

El lugar de emplazamiento del proyecto consta dos propuestas que serán minuciosamente analizadas; es importante determinar el lugar preciso en el cual se fundamentará la obra en cuestión teniendo presente la necesidad para los usuarios, se presenta a continuación la localización de cada una de ellas, por lo cual nos referimos al Sistema de coordenadas universal transversal de Mercator (UTM), sistema basado en la proyección cartográfica, ubicándolas de la siguiente manera:

#### 3.1.1. Análisis Uno

##### **Ubicación:**

**Zona:** 17M, **E:** 726508.00, **N:** 9680081.00

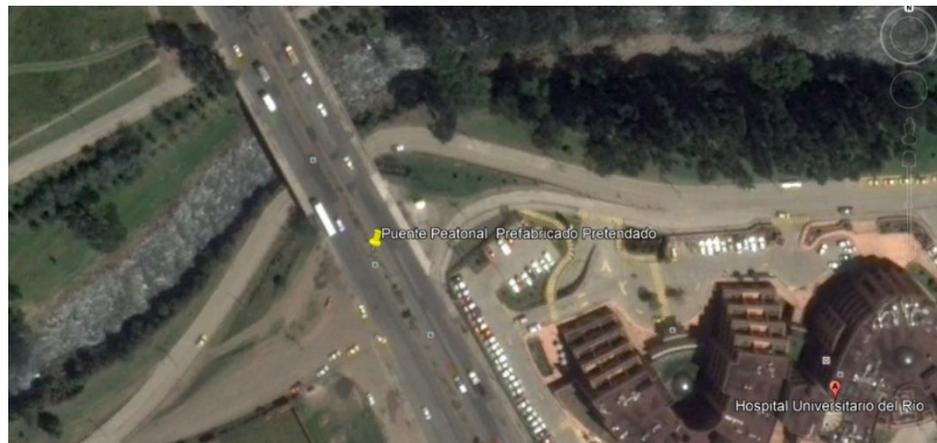


Figura 3.1 Ubicación propuesta número uno

Fuente: Google Earth Pro

### 3.1.2. Análisis Dos

**Ubicación: Zona: 17M, E: 726538.38, N: 9680024.67**



Figura 3.2 Ubicación propuesta número dos

Fuente: Google Earth Pro

## 3.2 Análisis de la ubicación

Esta investigación propone el análisis y diseño de un paso peatonal elevado basado en elementos prefabricados - Hormigón pretensado, para ello se ha escogido dos opciones para la ubicación de la estructura.

### 3.2.1. Ubicación tentativa número 1

La primera ubicación escogida como objeto de análisis, consta de dos áreas verdes en las que serán emplazados los estribos del paso elevado, una de ellas con una extensión de 600 m<sup>2</sup> y la otra con 300 m<sup>2</sup>, la luz aproximada del paso peatonal es de 41 m, cabe recalcar que dichos valores son aproximados.

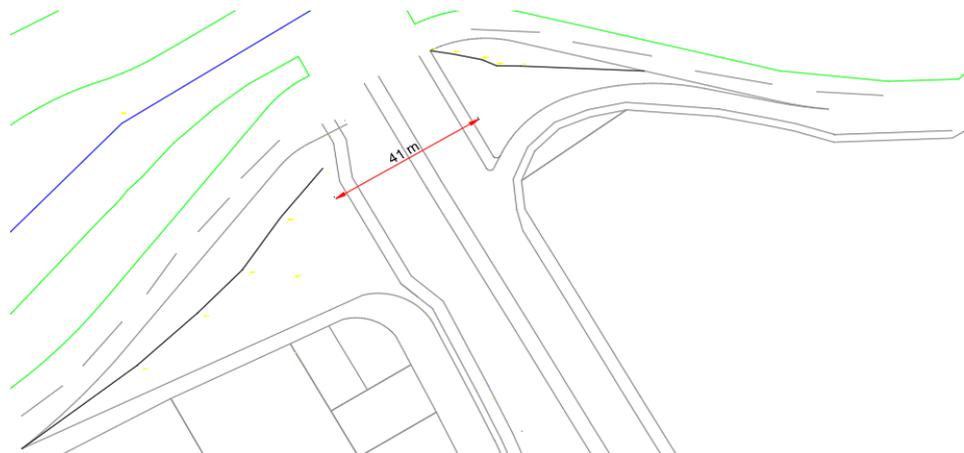


Figura 3.3 Dimensiones propuesta número uno

Fuente: Autores

### 3.2.2. Ubicación tentativa número 2

En cuanto a la segunda ubicación, el emplazamiento de la estructura de cimentación se encontrará en las veredas cuyas medidas son de 3.25 metros en cada lado, el puente propuesto tendrá una luz aproximada de 30 metros.



Figura 3.4 Dimensiones propuesta número dos  
Fuente: Autores

### 3.3 Selección de la ubicación

Una vez hecho el análisis respectivo, considerando los puntos antes mencionados en las propuestas dadas, llevando un control en sitio destacando la seguridad y ubicación adecuada para los usuarios, a su vez respetando las especificaciones establecidas en la Normas INEN-2243 y 2245, referentes a accesibilidad para las personas, hemos optado por la segunda opción, considerando como un ítem importante la distancia a recorrer en el cruce por parte de los peatones, 41m en comparación a 30m primera y segunda opción respectivamente, generando de esta manera confort para el usuario, además el riesgo que se genera en la primera opción al contar con otra vía ( Acceso al Hospital del Río) que conduce a un cruce obligatorio de ésta, conlleva a un alto riesgo para los usuarios; por otro lado, desde el punto de vista tanto de diseño como constructivo la propuesta seleccionada se acoge a brindar mayor agilidad en estos procesos.

### 3.4 Estudio geotécnico

El estudio de suelo tiene por objeto la determinación de las propiedades del terreno, mediante la extracción de muestras en sitio se realizan ensayos de clasificación de suelos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS) y la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

El tipo suelo es un factor muy importante para el correcto dimensionamiento de la cimentación, tomando como referencia a construcciones aledañas al sitio en el cual va a estar emplazada la propuesta de diseño se tomó una capacidad admisible de 2,5 kg/cm<sup>2</sup>.

## CAPITULO 4

### Diseño de la superestructura

#### 4.1 Normativa aplicable a pasos a desnivel

El Servicio Ecuatoriano de Normalización NTE INEN 2243, ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD Y MOVILIDAD REDUCIDA AL MEDIO FÍSICO. VÍAS DE CIRCULACIÓN PEATONAL.

Establece las siguientes dimensiones para la circulación peatonal:

Las vías de circulación peatonal deben tener un ancho mínimo, sin obstáculos, de 900 mm para circulación de una sola persona. Se recomienda la aplicación de un dimensionamiento de 1 200 mm para facilitar los desplazamientos sin problemas a todos los usuarios. (NTE INEN 2243, 2016).

Dado a ello se tendrá un área de aprovechamiento en las veredas de 2,05 metros.

El alto libre según. El Servicio Ecuatoriano de Normalización NTE INEN 2243 estable lo siguiente:

Las vías de circulación peatonal deben estar libres de obstáculos en todo su ancho mínimo y desde el piso hasta un plano paralelo a una altura mínima de 2 200mm.

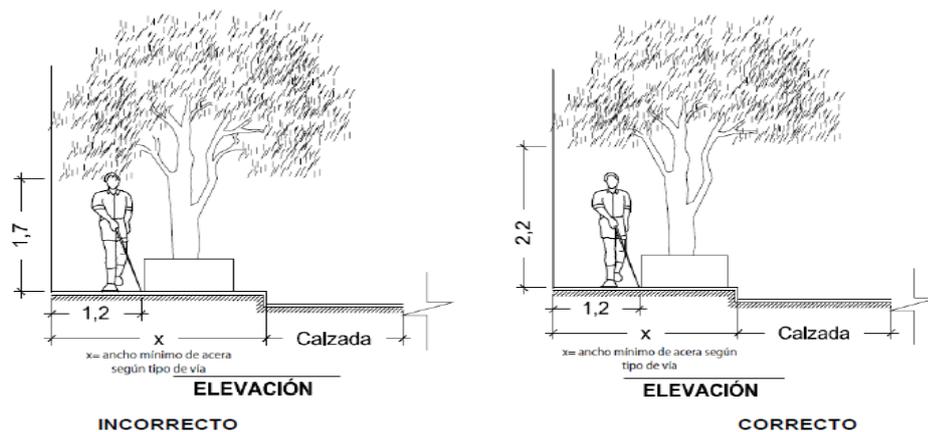


Figura 4.1 Espacios mínimos según norma INEN 2243

Fuente: (NTE INEN 2243, 2016)

Para el acceso a la estructura. El Servicio Ecuatoriano de Normalización NTE INEN 2245, ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS AL MEDIO FÍSICO. RAMPAS.

Establece las siguientes dimensiones para la circulación peatonal:

El ancho mínimo libre de las rampas será de 1200 mm; comprendido entre pasamanos.

Se establecen los siguientes rangos de pendientes longitudinales máximas para los tramos de rampa entre descansos, en función de la extensión de los mismos, medidos en su proyección horizontal. (NTE INEN 2245, 2016)

- a) mayor 15 metros: 6% a 8 %
- b) hasta 15 metros: 8% a 12 %
- c) hasta 3 metros: 10% a 12 %

#### 4.2 Diseño de la superestructura - Hormigón pretensando

Para realizar el diseño de un elemento, se parte de algunos valores conocidos, como material, tipo de sección, etc. En vigas y otros elementos sujetos a flexión, la fuerza axial es tan pequeña que se le puede despreciar para el diseño, y en elementos isostáticos, que es el caso de este estudio es nula.

Luego del diseño a flexión se debe realizar el diseño por cortante y torsión, si existe y comprobar las deflexiones y el control de fisuras si son de importancia, para así llegar a completar el diseño del elemento. (Carrasco F. C., 2010)

#### 4.3 Diseño de elementos sometidos a flexión

El diseño de elementos sometidos a flexión es de suma importancia, ya que prácticamente en toda estructura, gran parte de los elementos están sujetos a este tipo de esfuerzo que muchas veces domina el diseño.

En el hormigón pretensado se tiene que verificar varios estados, por lo menos los que se indican a continuación:

- Al momento de cortar los cables, es decir cuando se le carga al elemento con la fuerza de preesfuerzo, y la única carga adicional que tiene es el peso propio. Comprobación que se realiza en estado elástico.

- Si existe, al momento de colocarle carga muerta sobre el elemento pretensado, carga que usualmente pasar luego a servir como parte del elemento resistente, es decir pasará a ser una sección compuesta; verificación que debe ser hecha en estado elástico.
- Al momento de recibir cargas de servicio, usando nuevamente para esto el diseño elástico. Con estas cargas también deberá comprobarse que las fisuras sean despreciables y que las deflexiones y contra flecha (camber), a lo largo del tiempo sean adecuadas.
- Comprobar la sección a resistencia ultima, para verificar su resistencia a posibles sobrecargas.

#### 4.3.1. Comportamiento al momento de cortar los cables

El (ACI, 318S-08 ; Pág 297, 2008) indica que los esfuerzos permitidos en el hormigón inmediatamente después de aplicar la fuerza de preesfuerzo, es decir luego de cortar los cables son:

- Esfuerzo máximo en compresión, no en los extremos del elemento =  $0,60 f''_{ci}$
- Esfuerzo máximo en compresión, en los extremos del elemento =  $0,70 f''_{ci}$
- Esfuerzo máximo en tracción, no en los extremos del elemento =  $0,80 \sqrt{f''_{ci}}$
- Esfuerzo máximo en tracción, en los extremos del elemento =  $1,60 \sqrt{f''_{ci}}$

En donde  $f''_{ci}$  es el esfuerzo de compresión de rotura del hormigón, al momento de cortar los cables.

Adicionalmente si se pasan los esfuerzos a tracción de los límites indicados, deberá colocarse refuerzo adicional (preesforzado o no preesforzado), en la

zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el hormigón, calculada con la suposición de sección no fisurada.

Existe otra solución de menor costo, que consiste en forrar algunos cables en una cierta longitud en los extremos de la viga, con la finalidad de eliminar la adherencia entre estos y el hormigón, y así disminuir la fuerza de pretensar en los extremos.

Usando la sección no fisurada (trabajando toda la sección), en estado elástico, los esfuerzos en las fibras extrema superior e inferior vienen dadas por las siguientes fórmulas de la flexión básica en estado elástico:

$$f^t = -\frac{P_i}{Ac} \left( 1 - \frac{eC_t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^b = -\frac{P_i}{Ac} \left( 1 + \frac{eC_b}{r^2} \right) + \frac{M_D}{S^b} \quad (\text{Ecuación 2})$$

En las que:

$f^t$  = esfuerzo en fibra superior

$f^b$  = esfuerzo en fibra inferior

$P_i$  = fuerza de pretensado inicial, antes de pérdidas

$Ac$  = área de la sección de hormigón

$e$  = excentricidad del centroide de los cables de pretensar, con respecto a la línea neutra de la sección (L. N.)

$C_t$  = distancia desde la L. N hasta la fibra extrema superior

$C_b$  = distancia desde la L. N hasta la fibra extrema inferior

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

$r^2$ : radio de giro al cuadrado de la sección

$I$  : Momento de Inercia

$A$ : Área de la sección transversal

$M_D =$  Momento flector máximo por peso propio.

$S^t =$  módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra

superior  $= I/C_t$

$S_b =$  módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra

inferior  $= I/C_b$

Con las fórmulas dadas anteriormente, se calcularán los esfuerzos en el centro del elemento, así como en el extremo, tanto en la parte inferior como en la superior de la sección, y se deberá comprobar que no sobrepase los límites dados por el ACI.

#### 4.3.2. Comportamiento bajo cargas de servicio

Al considerar que el elemento entra en uso, se tiene que verificar su comportamiento con cargas de servicio; este comportamiento debe realizarse en estado elástico, es decir verificar los esfuerzos admisibles con las cargas de servicio sin mayorar.

En el caso cuando sea una sección compuesta se deberá calcular todas sus diferentes propiedades, con las nuevas propiedades de la sección compuesta, se obtiene los nuevos módulos resistentes: para la fibra superior  $S_c^t$  y para la fibra inferior  $S_{cb}$ , con los que deberá calcularse los respectivos esfuerzos en el elemento pretensado.

Así, el esfuerzo en la fibra superior del elemento pretensado es:

$$f^t = -\frac{Pe}{Ac} \left( 1 - \frac{eC_t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t} - \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_c^t} \quad (\text{Ecuación 3})$$

En la que tenemos como términos nuevos a  $M_L$  que corresponde al momento por carga viva que actúa en el elemento pretensado, y  $M_{Dadic}$  es el momento por cargas muertas adicionales, como tabiquería y otros que pueden existir.

El esfuerzo en la fibra inferior del elemento pretensado es igual a:

$$f_b = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 + \frac{eC_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b} + \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{cb}} \quad (\text{Ecuación 4})$$

$Pe$  = fuerza de pretensado efectiva, después de ocurrido las pérdidas

Los esfuerzos permitidos por el ACI son:

Para la fibra extrema en compresión para elementos Clase U y Clase C bajo cargas de servicio permanente en el tiempo, después de las pérdidas del preesforzado no debe exceder de:  $0,45 f'_c$

Y para la fibra extrema en tracción para un elemento:

$$\text{Clase U: } f_t \leq 2\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 5})$$

$$\text{Clase T: } 2,0\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3,2\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 6})$$

$$\text{Clase C: } f_t > 3,2\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 7})$$

Los elementos clase U se admiten para su comportamiento como elementos no fisurados, los Clase C como elementos fisurados, y los clase T en transición entre no fisurados y fisurados.

#### 4.3.3. Diseño a flexión en resistencia última.

El ACI especifica que se debe utilizar factores de seguridad, tanto para mayorar las cargas como para disminuir las resistencias. (ACI, 318S-08; Pág 125, 2008)

$$\phi M_n \geq M_U \quad (\text{Ecuación 8})$$

$\phi$  = *factor nominal de reduccion de la resistencia, un valor de 0,9*

$M_U$  = *Momento ultimo de la seccion.*

$M_n$  = *Momento nominal de la seccion*

Para una viga simplemente apoyada, sujeta únicamente a cargas muertas y vías uniformemente repartidas, el momento flector último de la sección en el centro de la luz será igual a:

$$M_U = \frac{(1,2 CM + 1,6 CV)L^2}{8} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Ecuación en la que:

$CM$  = *carga muerta por unidad de longitud*

$CL$  = *carga viva por unidad de longitud*

$L$  = *Luz del elemento*

Los factores de 1,2 y 1,6 son los de mayoración dados por el ACI, para carga muerta y carga viva respectivamente.

El ACI toma en cuenta que la deformación unitaria máxima a compresión en el hormigón es de 0,003 también asume un bloque rectangular de compresión igual a  $0,85 f'c$  y una profundidad de  $a = \beta_1 c$

Donde:

$c$  = *Distancia a la línea neutra*

$\beta_1$  = *Factor que depende de la resistencia del hormigón*

El valor de  $\beta_1$  es igual 0,85 para resistencias entre 170 y 280  $kg/cm^2$ . Para resistencias superiores de 280  $kg/cm^2$ ,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,05 por cada 70  $kg/cm^2$  en exceso de los 280  $kg/cm^2$ , pero  $\beta_1$  no debe ser menor que 0,65.

Por lo tanto, la ecuación de equilibrio:

$$0,85 f'_c ab = A_p f_{ps} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Y la del momento nominal:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 11})$$

La ecuación de tipo empírico utilizada por el ACI, para determinar  $f_{ps}$  (ACI,318S-08; Pág 302, 2008) es:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right) \right) \quad (\text{Ecuación 12})$$

En la que:

$\gamma_p$  = factor que toma en cuenta las propiedades del acero de preesfuerzo

$\gamma_p = 0,55$  para  $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,8$  usualmente para barras de pretensar

$\gamma_p = 0,40$  para  $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,85$  usualmente aceros de esfuerzos aliviados

$\gamma_p = 0,28$  para  $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,90$  usualmente aceros de baja relajación

$\beta_1$  = factor dado para establecer la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de compresión, ya indicado anteriormente.

$p_p$  = cuantía del acero de preesfuerzo =  $\frac{A_p}{bd_p}$

$d$  = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de no preesfuerzo (acero adicional normal, usado en el hormigón armado)

$d_p$  = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo

$w = p \frac{f_y}{f'_c}$  en la que  $p$  es la cuantía del acero de no preesfuerzo:

$$p \frac{A_s}{bd}$$

$w' = p' \frac{f_y}{f'_c}$  en la que  $p'$  es la cuantía del acero de compresión:

$\frac{A'_s}{bd}$ , si existe acero adicional a compresión

Cuando se toma en cuenta refuerzo de compresión, es decir  $w' > 0$ , el termino  $\left( p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right)$  debe tomarse no menor de 0,17. Asumiendo que el acero de compresión se encuentra en fluencia,  $d'$  medida desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de compresión, debe ser menor a  $0,15d_p$ , si es mayor este valor, se toma  $w' = 0$

Si se coloca acero normal de tracción  $A_s$  adicional en la sección, se obtiene:

$$0,85 f'_c ab = A_p f_{ps} + A_s f_y \quad (\text{Ecuación 13})$$

De la ecuación anterior obtenemos el valor de "a" y al introducir en la ecuación de momentos de la sección, tenemos al momento nominal:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 14})$$

Estas ecuaciones anteriores son válidas si el ancho en compresión es constante, es decir secciones rectangulares o para vigas T con el eje neutro dentro del patín superior.

#### 4.3.4. Acero mínimo en una sección de hormigón pretensado

Para cerciorar que la sección no tenga muy poco acero, y por lo tanto no existan fallas frágiles, el ACI demanda que exista una cantidad mínima de refuerzo, de tal forma que  $\phi M_n \geq 1,2M_{cr}$ , en donde  $M_{cr}$  es el momento de fisuración de la sección. (ACI,318S-08; Pág 303, 2008)

El esfuerzo de tracción en una sección es igual a:

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e C_b}{r^2}\right) + \frac{M_{cr}}{S_b} = f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 15})$$

Y por lo tanto el momento de fisuración será igual a:

$$M_{cr} = \left( f_r + \frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e C_b}{r^2}\right) \right) S_b \quad (\text{Ecuación 16})$$

Obtenido el valor de  $M_{cr}$  se deberá verificar que se cumpla que  $\phi M_n \geq 1,2M_{cr}$ , en donde el momento  $M_n$  es el debido a todas las cargas actuantes con su respectiva mayoración.

#### 4.4 Diseño por cortante

La ecuación fundamental del ACI para el diseño de secciones transversales sometidas a cortante está dada por: (ACI, 318S-08;Pág 165, 2008)

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 17})$$

En la que:

$\phi$  = factor de reducción de resistencia = 0,75 para cortante.

$V_n$  = resistencia nominal de la sección al cortante

$V_u$  = fuerza cortante debidamente mayorada por las cargas actuantes

La fuerza cortante resistente para el hormigón especificado por el ACI, en elementos preesforzados, con una fuerza efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión, es la siguiente:

$$V_c = \left( 0,16 \gamma \sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (\text{Ecuación 18})$$

Con la siguiente condición:

$$0,53 \gamma \sqrt{f'c} b_w d \leq V_c \leq 1,33 \gamma \sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{Ecuación 19})$$

$\frac{V_u d_p}{M_u} \leq 1$  Donde  $M_u$  ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección analizada

En donde:

$\gamma$  = Factor que toma en cuenta la variación de las propiedades mecánicas del hormigón de peso liviano,  $\gamma = 1$  para hormigones de peso normal.

$d_p$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo.

Cuando  $V_u > \phi V_c$  debe proporcionarse el acero necesario, acero que usualmente se lo especifica como estribos perpendiculares al eje del elemento.

En vigas doble T en las que las dimensiones del alma son muy pequeñas, es muy común usar malla electrosoldada, localizada perpendicularmente al eje del elemento en el centro del alma.

Cuando se usa acero perpendicular al eje del elemento, la fuerza que resiste éste está dada por:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Con la condición que:

$$V_s < 2,2 \sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde:

$V_s$  = Resistencia nominal a cortante del acero transversal de cortante

$A_v$  =Área total de refuerzo por cortante.

$f_{yt}$  =Resistencia a la fluencia del refuerzo por cortante

$d$  =Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero en tracción.

$s$  =Espaciamiento del acero transversal de cortante.

En elementos pretensados, el espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe ser mayor a 0,75h o 60 centímetros. (ACI,318S-08; Pág 178, 2008)

Para elementos preesforzados, se calcula el refuerzo mínimo por cortante por medio de:

$$A_{v,min} = 0,2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (\text{Ecuación 22})$$

Pero:

$$A_{v,min} \geq \frac{3,5b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{Ecuación 23})$$

Adicionalmente, para elementos preesforzados, que tengan una fuerza de preesfuerzo efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de flexión, se tiene que cumplir que:

$$A_{v,min} \geq \frac{A_p f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Ecuación en la que:

$A_p$ = área de acero de preesfuerzo, en la zona de tracción.

$f_{pu}$ = resistencia última del acero de preesfuerzo.

#### 4.5 Deflexiones

El “camber” se define como una contra flecha inicial que experimenta el hormigón preesforzado, al momento de cortar los cables. Esto se debe a la compresión excéntrica que produce la fuerza de preesfuerzo.

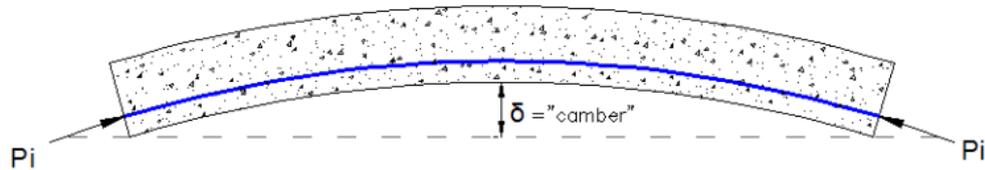


Figura 4.2 Contra flecha inicial o “Camber” en una viga pretensada  
Fuente: (Hormigón Pretensado, Pág 151, 2010)

El “camber” se lo mide en cuanto se aplica la fuerza de preesfuerzo (al cortar los cables) para compararlo con el de diseño.

Usualmente la variación máxima permitida entre el “camber” medido y el de diseño es de 2 centímetros para elementos sujetos a flexión.

El PCI (Precast and Prestressed Concrete, Pág 8-4) enuncia las siguientes tolerancias típicas de las variaciones entre el “camber” calculado y el medido en obra para distintos elementos:

Tabla 4.1 Tolerancias típicas entre el “camber” calculado y el medido de acuerdo al PCI

Elementos estructurales	Variación del “camber” entre el medido y el diseñado	Variación máxima permitida
Vigas dobles “T”, Vigas “T”, Vigas en general, Losas	$\pm 0.64$ cm, por cada 305 cm de longitud	$\pm 1.91$ cm
Vigas “I”	$\pm 0.32$ cm, por cada 30.5 cm de longitud	$\pm 2.5$ cm
Vigas de edificios	-	$\pm 1.91$ cm
Vigas de cajón	-	$\pm 1.27$ cm

Fuente: (Precast and Prestressed Concrete, Pág 8-4)

Las deflexiones deberán evaluarse con y sin cargas de servicio, es decir cargas son mayoración. Para la obtención del módulo de elasticidad  $E_c$ , puede usarse el valor dado para el hormigón de peso normal de  $15100\sqrt{f'_c}$ .

El ACI (ACI, 318S-08, Pág 131, 2008), especifica las deflexiones máximas calculadas, en función de la luz del elemento, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4.2 Deflexiones máximas permitidas de acuerdo al ACI.

<b>Tipo de elemento</b>	<b>Deflexión considerada</b>	<b>Límite de deflexión</b>
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/180
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/360
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligada a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

Fuente: (ACI, 318S-08, Pág 131, 2008)

Para el cálculo del “camber” de elementos, tanto con torones rectos como curvos o con puntos de inflexión, se pueden usar las fórmulas obtenidas para deflexiones elásticas, que se detallan a continuación:

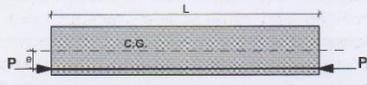
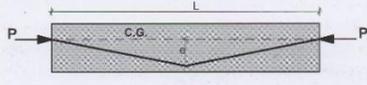
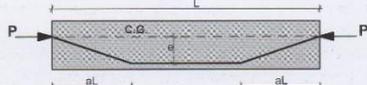
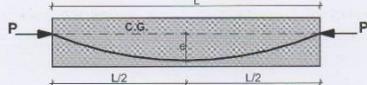
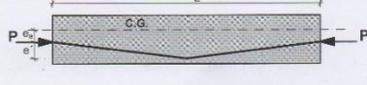
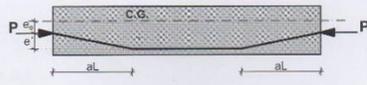
POSICIÓN DE LAS FUERZAS DE PRETENSAR : P	CAMBER + i
	$\Delta = \frac{PeL^2}{8EI}$
	$\Delta = \frac{PeL^2}{12EI}$
	$\Delta = \frac{(3-4a^2)PeL^2}{24EI}$
	$\Delta = \frac{5PeL^2}{48EI}$
	$\Delta = \frac{PeL^2}{8EI} + \frac{Pe'L^2}{12EI}$
	$\Delta = \frac{PeL^2}{8EI} + \frac{(3-4a^2)Pe'L^2}{24EI}$

Figura 4.3 Formulas para obtener el “camber” con distintas trayectorias del cable de pretensar.

Fuente: (Hormigón Pretensado, Pág 155, 2010)

El valor de P a utilizarse corresponde a la fuerza inicial de tensado menos las pérdidas instantáneas, que usualmente se encuentran entre un 5% y un 10%.

Para obtener el valor del módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$ , deberá tomarse en cuenta la resistencia del hormigón al momento de cortar los cables  $f'_{ci}$  y desde luego tendrá que calcularse la deflexión debida al peso propio, que es en sentido contrario al del “camber” y para carga uniformemente repartida “w” se conoce que es igual a :  $-\frac{5wL^4}{384E_cI}$ .

#### 4.6 Método de los multiplicadores para estimar deflexiones a largo plazo

El PCI (Precast and Prestressed Concrete, Pág 4-71,4-72) propone un procedimiento para ser usado como una guía en la estimación de deflexiones, en elementos pretensados de un solo tramo, conocido como método de multiplicadores, y se basa en multiplicar las deformaciones iniciales por un factor dado para obtener tanto el “camber” como las deflexiones por cargas permanentes a lo largo del tiempo.

En la primera parte de la Tabla 4.3 se da valores para calcular la deflexión en el momento de la construcción de la estructura, que no es igual a la inicial del elemento, ya que se supone pasa normalmente entre la fabricación y su izaje en obra un tiempo promedio entre 30 y 60 días.

En la segunda parte de la Tabla 4.3 dan valores para calcular la deflexión final, que se estima en un tiempo de 5 o más años.

Tabla 4.3 Multiplicadores dados por el PCI, para estimar el “Camber” y deflexiones a largo plazo, en elementos típicos de hormigón pretensado de un solo tramo

Al momento de izar el elemento:	Sin losa sobre elemento pretensado $C_1$	Con losa sobrepuesta (diseño compuesto) o $C_1$
1. Deflexión (hacia abajo), este componente es para la deflexión elástica debida al peso del elemento al momento de cortar los cables.	1.85	1.85
2. “Camber” (hacia arriba), este componente es para el camber elástico debido a la fuerza de preesfuerzo al momento de cortar los cables.	1.8	1.8
Final:		

3. Deflexión (hacia abajo), este componente es para la deflexión elástica debido al peso del elemento al momento de cortar los cables.	2.7	2.4
4. “Camber” (hacia arriba), este componente es para el camber elástico debido a la fuerza de preesfuerzo al momento de cortar los cables	2.45	2.2
5. Deflexión (hacia abajo), es para la deflexión elástica debida a la carga muerta sobrepuesta.	3	3
6. Deflexión (hacia abajo), es para la deflexión elástica debida al peso de la losa sobrepuesta (diseño compuesto).	-	2.3

Fuente: (Non-Tensioned Steel in Prestress Concrete Beams, February 1970)

#### 4.7 Cálculo viga pretensada Doble “t” simplemente apoyada

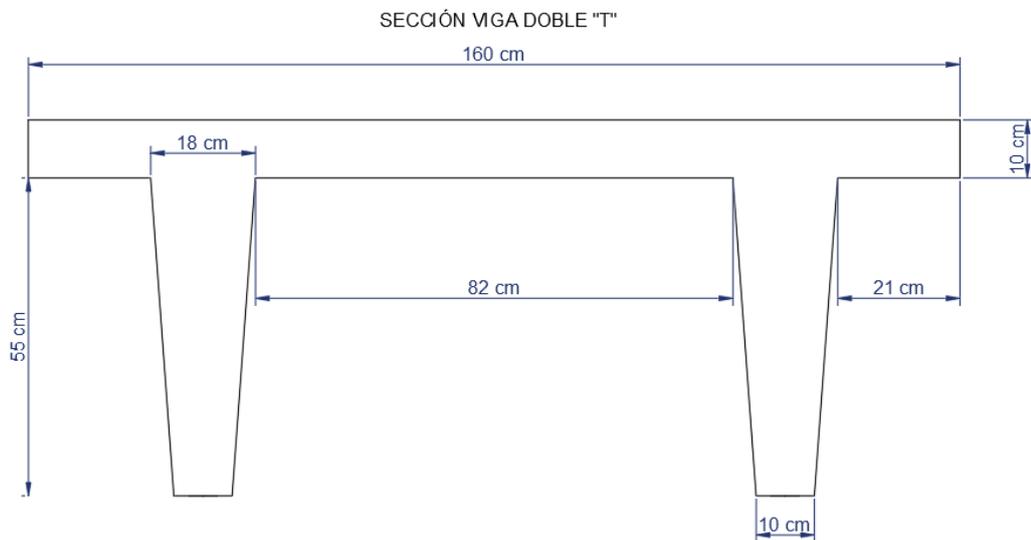


Figura 4.4 Dimensiones de viga Doble T

Fuente: Autores

A continuación, se detalla las dimensiones y cargas a las cual va a estar sometida la viga Doble T.

Tabla 4.4 Datos de viga doble “T”

<b>DATOS VIGA DOBLE “T”</b>	<b>Cm</b>
Ancho total	160
Espesor patín superior	10
Altura total viga doble T	65
Ancho inferior nervio	10
Ancho superior nervio	18
Distancia superior libre entre nervios	82
Longitud superior volado nervio	21
Altura nervios	55
Luz de viga en metros	15.11
Carga viva uniforme en Kg/m <sup>2</sup> .	415.00
Carga muerta adicional en Kg/m <sup>2</sup> .	200.00

Fuente: Autores

Tabla 4.5 Materiales de la viga doble “T”

<b>MATERIALES</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	
$f'c$ H°P°	450	Resistencia hormigón pretensado
$f'ci$	300	Resistencia hormigón al momento de cortar los cables
$fci = 0.6f'ci$	180	Compresión máxima permitida al cortar los cables
$fc = 0.45f'c$	203	Compresión máxima permitida durante la vida útil con cargas de servicio
$fpu$	19,000	Resistencia a la rotura del torón de pretensado
$fpy$	17,000	Límite de fluencia del torón de pretensado
$fpi = 0.75 fpu$	14,250	Tensión inicial en el torón, usualmente 0,75 de $fpu$
$fpe$	10,973	Tensión efectiva final en torones, luego de pérdidas. Usualmente $0.77 \times fpi$
$Ep$	2,000,000	Módulo de elasticidad del acero de pretensado

área total torones	8,9	cm <sup>2</sup> . (3/8" = 0,5484 cm <sup>2</sup> ., 11mm. = 0,7419 cm <sup>2</sup> . 1/2" = 0,9871 cm <sup>2</sup> .)
d	11.66	distancia al centro de gravedad de los torones desde la parte inferior del nervio
Ec H.P. (kg/cm <sup>2</sup> )	320,319	Módulo de elasticidad del H.P. usualmente 15100 $\sqrt{f_c}$
f <sub>yf</sub>	5,000	f <sub>y</sub> (límite fluencia) acero en patín viga doble T (=5.000 kg/cm <sup>2</sup> : electrosoldadas)
f <sub>yc</sub>	4,200	f <sub>y</sub> (límite de fluencia) de acero colocado como estribos en alma de viga doble T

Fuente: Autores

#### 4.7.1. Características y materiales de la viga doble T:

$$P_i = 126865 \text{ kg}$$

$$A_c = 3140 \text{ cm}^2$$

$$C_t = 19,65 \text{ cm}$$

$$C_b = 45,35 \text{ cm}$$

$$e = 33,69 \text{ cm}^2$$

$$I = 1091626 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = 347,65 \text{ cm}^2$$

$$w_D = 753,60 \text{ kg/m}$$

$$M_D = 21492,77 \text{ kg.m}$$

$$S^t = 55539 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 24074 \text{ cm}^3$$

#### 4.7.2. Comportamiento al momento de cortar los cables.

$$\text{Momento por peso propio} = \frac{q \times l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$M_D = \frac{753,60 \times 15,105^2}{8} = 21492,77 \text{ kg.m} \quad (\text{Ecuación 25})$$

Tensiones en el centro y los extremos de la luz

Los esfuerzos en las fibras extrema superior e inferior vienen dadas por las siguientes fórmulas de la flexión básica en estado elástico:

$$f^t = -\frac{Pi}{Ac} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^b = -\frac{Pi}{Ac} \left(1 + \frac{eC_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S^b} \quad (\text{Ecuación 2})$$

4.7.3. Tensiones en el centro de la luz, kg/cm<sup>2</sup>.

Usando las fórmulas de los esfuerzos, obtenemos en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{126865}{3140} \left(1 - \frac{33,69 \times 19,65}{347,65}\right) - \frac{21492,77 \times 100}{55539}$$

$$f^t = -2,16 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^t < 0,8 \sqrt{f'ci}$$

$$-2,16 \frac{kg}{cm^2} < 13,86 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{CUMPLE}$$

Y en la fibra inferior

$$f^b = -\frac{126865}{3140} \left(1 + \frac{33,69 \times 45,35}{347,65}\right) + \frac{21492,77 \times 100}{24074}$$

$$f^b = -128,68 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$f^b < 0,6 f'ci$$

$$-128,68 \frac{kg}{cm^2} < -180 \frac{kg}{cm^2} \quad CUMPLE$$

4.7.4. Tensiones en los extremos (apoyos de la viga)  $kg/cm^2$ .

En los extremos de la viga, lugar en el que no tiene presencia el peso propio, se obtiene el esfuerzo en la fibra superior por medio de:

$$f^t = -\frac{126865}{3140} \left( 1 - \frac{33,69 \times 19,65}{347,65} \right)$$

$$f^t = 36,54 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^t < 1,6 \sqrt{f'ci}$$

$$36,54 \frac{kg}{cm^2} < 27,71 \frac{kg}{cm^2} \quad NO CUMPLE$$

Y en la fibra inferior por:

$$fb = -\frac{126865}{3140} \left( 1 + \frac{33,69 \times 45,35}{347,65} \right)$$

$$fb = -217,92 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$fb < 0,7 f'ci$$

$$-217,92 \frac{kg}{cm^2} < -210 \frac{kg}{cm^2} \quad NO CUMPLE$$

Se puede observar que las fatigas en los extremos del elemento no cumplen, por lo que se optara como solución el forrado de cables, tomándola como la solución más económica puesto a que se podría colocar acero de refuerzo para cubrir los valores pertinentes.

4.7.5. Condiciones bajo cargas de servicio.

Al considerar que el elemento entra en uso se tiene que verificar su comportamiento con cargas de servicio, este comportamiento debe realizarse en estado elástico, es decir verificar los esfuerzos admisibles con las cargas sin mayorar.

En este caso particular no contamos con losa en la parte superior, por ende las propiedades de la sección son las mismas.

A los esfuerzos anteriores obtenidos en el elemento pretensado, se tiene que adicionar las producidas por la carga de servicio; así el esfuerzo en la fibra superior del elemento pretensado es:

$$f^t = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_L + M_{Dadic}}{S^t} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$Pe$  = Fuerza de pretensado efectiva, después de ocurrido las pérdidas

$M_L$  = Momento por carga viva

$M_{Dadic}$  = Momento por carga muerta

El esfuerzo en la fibra inferior del elemento pretensado es igual a:

$$f^b = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 + \frac{eC_t}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_L + M_{Dadic}}{S^b} \quad (\text{Ecuación 4})$$

4.7.6. Tensiones en el centro de la luz. Kg/ cm<sup>2</sup>

Suponiendo unas pérdidas totales en el acero de preesfuerzo de 23% tenemos:

$$Pe = 0,77 \times 126865 = 97686 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{753,60 \times 15,105^2}{8} = 21492,77 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{664 \times 15,105^2}{8} = 18937,36 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{320 \times 15,105^2}{8} = 9126,44 \text{ kg.m}$$

$$f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en la fibra superior del elemento pretensado es:

$$f^t = -\frac{97686}{3140} \left( 1 - \frac{33,69 \times 19,65}{347,65} \right) - \frac{4955657}{55539}$$

$$f^t = -61,09 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$f^t < 0,45 f'c$$

$$-61,09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < -202,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ CUMPLE}$$

Y en la fibra inferior:

$$fb = -\frac{97686}{3140} \left( 1 + \frac{33,69 \times 45,35}{347,65} \right) + \frac{4955657}{24074}$$

$$fb = 38,06 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 4})$$

$$fb < 2\sqrt{f'c}$$

$$38,06 \frac{kg}{cm^2} < 42,43 \frac{kg}{cm^2} \text{ CUMPLE}$$

4.7.7. Diseño a flexión en resistencia última.

$$\text{Carga última} = 1,2CM + 1,6 CV$$

$$CM = 753,6 + 200(1,6) = 1073,6 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 415 \times 1,6 = 664 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga última} = 1,2(1073,6) + 1,6(664) = 2350,72 \text{ kg/m}$$

$$M_U = \frac{(1,2 CM + 1,6 CV)L^2}{8} \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$M_U = \frac{(2350,72)15,105^2}{8} = 67042,8 \text{ Kg.m} \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$M_d = M_u / \phi \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$M_d = \frac{67042,8}{0,9} = 74492 \text{ Kg.m} \quad (\text{Ecuación 26})$$

Calculo  $\beta_1$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{450 \frac{kg}{cm^2} - 280 \frac{kg}{cm^2}}{70} \right) = 0,729 \quad (\text{Ecuación 27})$$

Calculo de  $f_{ps}$  mediante la siguiente ecuación despreciando los términos donde incluye acero de no preesfuerzo (acero adicional normal):

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \right) \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$p_p = \frac{A_p}{bd_p} \quad (\text{Ecuación 28})$$

$$f_{ps} = 19000 \left( 1 - \frac{0,28}{0,729} \left( \frac{8,9}{3140} \times \frac{19000}{450} \right) \right) = 18126,056 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de a:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0,85 f'_c b} \quad (\text{Ecuación 29})$$

$$a = \frac{8,9 \times 18126,056}{0,85 \times 450 \times 160} = 2,63 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Calculo de c:

$$c = \frac{2,63}{0,85} = 3,1 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 30})$$

$a < c$ ; Por lo tanto, trabaja como viga rectangular, es decir el eje neutro está ubicado en el patín.

Calculo del momento nominal resistente:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 14})$$

$$M_n = \frac{8,9 \times 18126,056 \times \left( 53,34 - \frac{2,63}{2} \right)}{100} = 83927,71 \text{ kg.m}$$

$$M_n > M_d \quad \text{CUMPLE}$$

Ya que el momento nominal de la sección es mayor que el momento necesario de diseño la sección está segura con respecto a su resistencia última.

El momento de fisuración, se calculará sobre base del diseño elástico de la sección, por lo tanto, el momento de fisuración será igual a:

$$M_{cr} = \left( f_r + \frac{Pe}{A_c} \left( 1 + \frac{e C_b}{r^2} \right) \right) S_b \quad (\text{Ecuación 16})$$

$$f_r = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{450}$$

$$Pe = 0,77 \times 126865 = 97686,05 \text{ kg}$$

$$A_c = 3140 \text{ cm}^2$$

$$e = 33,69 \text{ cm}$$

$$C_b = 45,35 \text{ cm}$$

$$r^2 = 347,65 \text{ cm}^2$$

$$S_b = 24074 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = \left( 2\sqrt{450} + \frac{97686,05}{3140} \left( 1 + \frac{33,69 \times 45,35}{347,65} \right) \right) \times 24074$$

$$M_{cr} = 50609 \text{ kg.m}$$

( Ecuación 16 )

Según el ACI el valor de  $M_{cr}$  se deberá verificar que se cumpla que  $M_n \geq \frac{1,2M_{CR}}{0,9}$  para asegurar la ductilidad necesaria.

$$M_n = \frac{1,2 \times 50609}{0,9} = 67478,67 \text{ kg.m}$$

$$M_d > M_n \text{ CUMPLE}$$

El comento nominal de 83927,71 kg.m es mayor al requerido 74492 Kg.m ; no necesita acero adicional.

#### 4.7.8. Diseño por cortante

$$\text{Cortante maximo en apoyo} = \frac{1737,6 \times 15,105}{2} = 13123,23 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 17})$$

$\phi$  = factor de reducción de resistencia = 0,75 para cortante.

$V_n$  = resistencia nominal de la seccion al cortante.

$V_u$  = fuerza cortante debidamente mayorada por las cargas actuantes.

$$V_u = \frac{(1,2(1073,6) + 1,6(664)) \times (15,105)}{2} = 17753,81 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{17753,81}{0,75} = 23671,75 \text{ kg}$$

La fuerza cortante resistente para el hormigón especificado por el ACI, en elementos preesforzados es:

$$V_c = (0,16 \gamma \sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u}) b_w d \quad (\text{Ecuación 18})$$

Con las siguientes condiciones:

$$0,53 \gamma \sqrt{f' c b_w d} \leq V_c \leq 1,33 \gamma \sqrt{f' c b_w d} \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$\frac{V_u d_p}{M_u} \leq 1,0 \quad (\text{Ecuación 31})$$

Donde  $M_u$  ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección analizada

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{17753,81 \times 53,34}{67042,8 \times 100} = 0,14 \quad \text{CUMPLE} \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$V_c = \left( 0,16 \sqrt{450} + 49 \frac{17753,81 \times 53,34}{67042,8 \times 100} \right) 28 \times 53,34$$

$$V_c = 15406,29 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 18})$$

Cumpliendo las condiciones:

No menor a:

$$V_c = 0,53 \times 1 \times \sqrt{450} \times 28 \times 53,34 = 16791,64 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Ni  $V_c$  mayor a:

$$V_c = 1,33 \times 1 \times \sqrt{450} \times 28 \times 53,34 = 42137,516 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Se requiere estribos en el alma por cortante o malla electrosoldada.

En vigas doble "T", en las que las dimensiones del alma son muy pequeñas, es muy común usar malla electrosoldada, localizada perpendicularmente al eje del elemento en el centro del alma. De manera general se puede también usar estribos inclinados.

Cuando se usa acero perpendicular al eje del elemento, la fuerza que resiste éste, de acuerdo al ACI (ACI; 318S-08 ;Pág 175, 2008) está dado por:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Con la condición que:

$$V_s < 2,2 \sqrt{f' c b_w d} \quad (\text{Ecuación 21})$$

Al usar acero perpendicular con respecto al eje del elemento, la resistencia del acero es:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$V_s = \frac{17753,81 - 0,75 \times 16791,64}{0,75} = 6880,106 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$V_{smax} = 2,2 \sqrt{450} \times 28 \times 53,34 = 69701,16 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$V_s < V_{smax} \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo de espaciamiento del refuerzo colocado perpendicularmente al eje del elemento.

No mayor a  $0,75h = 0,75 \times 65 = 48,75 \text{ cm}$ ; o a  $60 \text{ cm}$ .

$S = 15 \text{ cm}$

$$A_v = \frac{6880,106 \times 15}{4200 \times 53,34} = 0,461 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 20})$$

$$A_{v,min} = 0,2 \sqrt{450} \frac{28 \times 15}{4200} = 0,424 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 22})$$

Pero:

$$A_{v,min} \geq \frac{3,5 \times 28 \times 15}{4200} \geq 0,35 \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$A_v \geq A_{v,min} \quad \text{CUMPLE}$$

Malla electrosoldada para cada nervio =  $0,461 \text{ cm}^2$

La distribución será:  $\emptyset 10 \text{ mm @ } 15 \text{ cm}$

Se decide colocar malla electrosoldada para cada nervio y ala superior de 10mm de diámetro (área =  $0,785 \text{ cm}^2$ ), con un acero de límite de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y con una separación de 15 cm, con lo que se tiene la fuerza por cortante de  $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0,785 * 4200 * 53,34}{15} = 11724,132 \text{ kg}$ .

#### 4.7.9. Camber y deflexiones

El valor de  $P_i$  corresponde a la fuerza inicial de tensado menos las perdidas instantáneas, que usualmente se encuentra entre 5% y un 10 %.

Se tomará una perdida instantánea del 6 %.

$$P_i = 126865 \times 0,94 = 119253,1$$

$$E_{ci} = 15100 \sqrt{f'_{ci}} = 15100 \sqrt{300}$$

$$e = 33,69 \text{ cm}^2$$

$$I = 1091626$$

$$L = 15,105 \text{ m}$$

$$W_D = 753,60 \text{ kg/m}$$

Deflexión hacia arriba por la influencia únicamente de los cables pretensados (torones rectos).

$$\Delta \uparrow = \frac{P_i e L^2}{8 E_{ci} I} = \frac{119253,1 \times 33,69 \times (15,105 \times 100)^2}{8 \times 261539,6719 \times 1091626}$$

$$\Delta \uparrow = 4,01338 \quad (\text{Ecuación 33})$$

A este valor hay que disminuir la deflexión hacia abajo debido al peso propio:

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 W_D L^4}{384 E_{ci} I} = \frac{-5 \left(\frac{753,60}{100}\right) (15,105 \times 100)^4}{384 \times 261539,6719 \times 1091626}$$

( Ecuación 34 )

$$\Delta\downarrow = -1,78916$$

Camber calculado al momento de cortar los cables:

$$\Delta\uparrow = 4,01338 - 1,78916 = 2,224 \text{ cm}$$

Deflexión con cargas de servicio:

$$E_{ci} = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{450}$$

$$e = 33,69 \text{ cm}^2$$

$$I = 1091626$$

$$L = 15,105 \text{ m}$$

Carga muerta:

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 W_D L^4}{384 E_{ci} I} = -\frac{5 \left(\frac{320}{100}\right) (15,105 \times 100)^4}{384 \times 320315,37 \times 1091626}$$

$$\Delta\downarrow = 0,620 \text{ cm}$$

( Ecuación 34 )

Carga viva:

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 W_D L^4}{384 E_{ci} I} = -\frac{5 \left(\frac{664}{100}\right) (15,105 \times 100)^4}{384 \times 320315,37 \times 1091626}$$

$$\Delta\downarrow = 1,287 \text{ cm}$$

( Ecuación 34 )

$$\Delta\downarrow = 0,620 + 1,287 = 1,907 \text{ cm}$$

Camber al momento de izar el elemento, se utiliza los multiplicadores dados por el ACI

Debido a la fuerza de preesfuerzo:

$$\Delta\uparrow = 4,013 \times 1,80 = 7,224 \text{ cm}$$

Debido al peso propio:

$$\Delta\downarrow = -1,789 \times 1,85 = 3,309 \text{ cm}$$

Camber al momento de izar el elemento:

$$\Delta\uparrow = 7,224 - 3,309 = 3,915 \text{ cm}$$

Deflexiones finales:

Debido a la fuerza de preesfuerzo en condiciones finales se tiene:

$$\Delta\uparrow = 4,01338 \times 2,45 = 9,832 \text{ cm}$$

Debido al peso de la viga, en condiciones finales:

$$\Delta\downarrow = -1,78916 \times 2,70 = -4,8307 \text{ cm}$$

Debido a la carga muerta:

$$\Delta\downarrow = 0,620 \times 3 = -1,86 \text{ cm}$$

Debido a la carga viva:

$$\Delta\downarrow = -1,287 \text{ cm}$$

$$\Delta = 9,832 - 4,8307 - 1,86 - 1,287 = 1,85 \text{ cm}$$

La tolerancia máxima permitida por el código del ACI es:

$$\frac{L}{360} = \frac{15,105 \times 100}{360} = 4,20 \text{ cm}$$

$$4,20 \text{ cm} > 1,85 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

#### 4.8 Cálculo viga pretensada “L” simplemente apoyada

El siguiente método de diseño propone una viga tipo cajón cuya sección se muestra en la Figura 4.5, las características que se han tomado consideran a la viga como un modelo de pasarela, cuya finalidad es permitir el tránsito peatonal por dicha viga en su longitud, de ésta manera los usuarios circularán caminando en la parte de apoyo en la viga con un ancho de 1,4 m y sus pasamanos serán los extremos de la viga tipo cajón.

El diseño de la viga al no contar con un apoyo intermedio (pila central), cubre una longitud de 30,13 m.

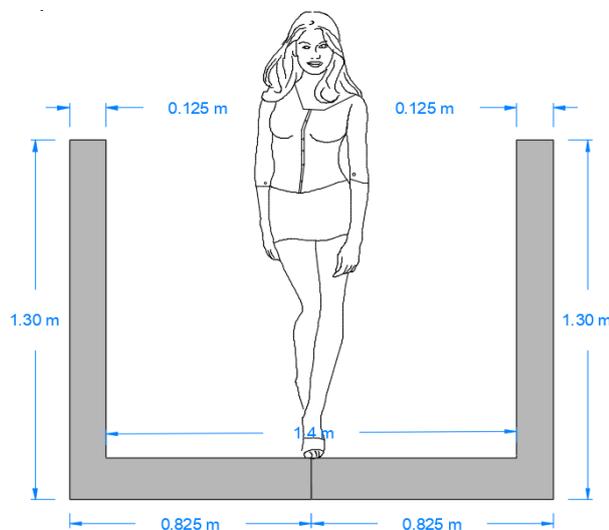


Figura 4.5 Sección transversal de la viga cajón propuesta

Fuente: Autores

A continuación, se detalla el peso de las vigas en una luz de 30,13m:

Tabla 4.6 Peso de viga L

<b>VIGA TIPO</b>	<b>PESO(Kg)</b>	<b>PESO(TON)</b>
U	37788.12	37.79
L	18894.06	18.89

Fuente: Autores

Los miembros del puente como vigas serán instalados en sitio mediante el uso de grúas, mismas que en la localidad no están aptas para soportar el peso que implica la sección tipo U, y que, para poder cumplir con este peso, sería necesario acudir al alquiler de grúas que brinden la capacidad requerida, y ello implicaría altas elevaciones en costos, ya que dichas grúas las encontramos en ciudades lejanas al proyecto.

Por esta razón para el diseño se considera una viga tipo “L”, con un peso detallado en la Tabla 4.6 (18.89 TON) con una distribución equitativa de cargas actuantes de diseño; la sección de diseño se representa en la Figura 4.6 de esta manera:

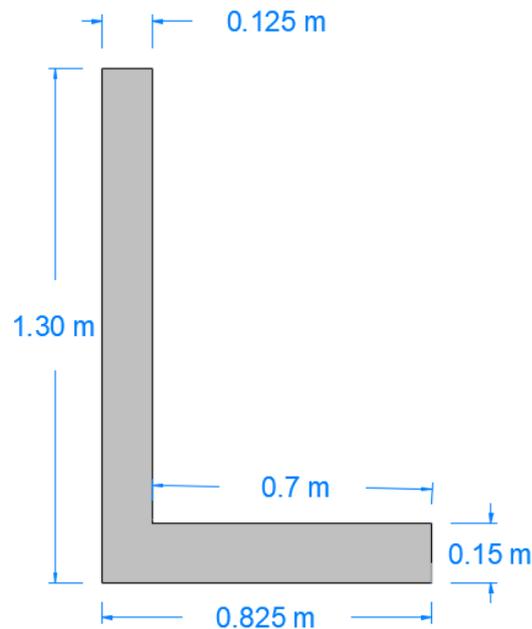


Figura 4.6 Sección transversal de la viga tipo L

Fuente: Autores

Tabla 4.7 Datos de la viga L

<b>DATOS DE VIGA "L"</b>		
Ancho en base "b"	82.50	cm.
Peralte "h"	130.00	cm.
Altura parte inferior apoyo "ha"	15.00	cm.
Cálculo altura viga sin apoyo $h_b=(h-h_a)$	115.00	cm.
Ancho apoyo derecho "ad"	70.00	cm.
Cálculo de ancho viga en parte superior "ba"	12.50	cm.
Altura total viga insitu	130.00	cm.
Luz de viga en metros "l"	29.43	m.
Carga viva uniforme en Kg/ml.	290.50	kg/m.
Carga muerta en kg/m. (sin peso propio)	85.00	kg/m.
Peso propio en fábrica kg/m.	642.00	kg/m.

Fuente: Autores

Tabla 4.8 Propiedades de los materiales de la viga L

<b>MATERIALES</b>		
$f'_c$ H <sup>o</sup> P <sup>o</sup>	450	Resistencia hormigón pretensado. Kg/cm <sup>2</sup>
$f'_{ci}$	350	Resistencia hormigón al momento de cortar los cables. Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ci} = 0.6f'_{ci}$	210	Compresión máxima permitida al cortar los cables. Kg/cm <sup>2</sup>
$f_c = 0.45f'_c$	203	Compresión máxima permitida durante la vida útil con cargas de servicio. Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{pu}$	19.000	Resistencia a la rotura del torón de pretensado. Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{py}$	17.000	Límite de fluencia del torón de pretensado. Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{pi} = 0.75 f_{pu}$	14.250	Tensión inicial en el torón, usualmente 0,75 de $f_{pu}$ . Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{pe}$	10.973	Tensión efectiva final en torones, luego de pérdidas. Tomamos: $0.77 \times f_{pi}$ . Kg/cm <sup>2</sup>

Área total torones	17,82	cm <sup>2</sup> . (3/8" = 0,548 cm <sup>2</sup> ., 1/2" = 0,99 cm <sup>2</sup> .)
d <sup>1</sup> (cm.)	7,50	Distancia al centro de gravedad de los torones desde la parte inferior de la viga
Fy	4.200	Límite de fluencia de acero adicional, colocado en el centro de la luz, inf y sup.
fyc	4.200	fy (límite de fluencia) de acero colocado como estribos en alma de viga I
Ec H.P. (kg/cm <sup>2</sup> )	320.319	Módulo de elasticidad del H.P. usualmente $15100 \sqrt{f_c}$
n	0,816	n: relación de los módulos de elasticidad
Ep	2.000.000	Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, (dado por el fabricante ACI 8.5.3)

Fuente: Autores

#### 4.8.1. Características y materiales tipo L

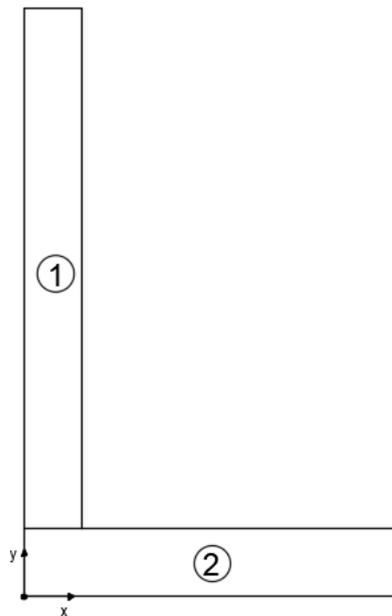


Figura 4.7 División de la sección de la viga L para cálculo del centro de gravedad.

Fuente: Autores

Cálculo del centro de gravedad

$$A1 = 1437,5 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 1237,5 \text{ cm}^2$$

$$y1 = 72,5 \text{ cm} \quad x1 = 6,25 \text{ cm} \quad y_c = \frac{y1 \cdot A1 + y2 \cdot A2}{A1 + A2} \quad x_c = \frac{x1 \cdot A1 + x2 \cdot A2}{A1 + A2}$$

$$y2 = 7,5 \text{ cm} \quad x2 = 41,25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la posición del centro de gravedad es:  $x_c = 22,44 \text{ cm}$   $y_c = 42,43$

El valor de  $y_c$  es la distancia de la línea neutra hasta la fibra inferior de la sección  $C_b = 42,43 \text{ cm}$ , y la distancia de la línea neutra a la fibra superior  $C_t = 130 - 42,43 = 87,57 \text{ cm}$

Cálculo del momento de inercia respecto al centro de gravedad mediante el método de STEINER

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\text{Ecuación 35})$$

Al trasladar los ejes hacia la línea neutra L.N tenemos:

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot d^2$$

$$I_x = \frac{12,5 \cdot 115^3}{12} + 12,5 \cdot 115 \cdot 30,07^2 + \frac{82,5 \cdot 15^3}{12} + 82,5 \cdot 15 \cdot 34,93^2 =$$

$$I_x = 4417122,276 \text{ cm}^4$$

Cálculo del radio de giro al cuadrado  $r^2$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad r^2 = \frac{I_x}{A} = 1651,26 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 36})$$

Cálculo de  $S_t$  y  $S_b$

$$S_t = \frac{I_x}{C_t} = \frac{4417122,276}{87,57} = 50441 \text{ cm}^3 \quad (\text{Ecuación 37})$$

$$S_b = \frac{I_x}{C_b} = \frac{4417122,276}{42,43} = 104104 \text{ cm}^3 \quad (\text{Ecuación 38})$$

Donde:

$S_t$ : Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior

$S_b$ : Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior

Entonces los datos generales a considerar para la sección dada son los siguientes:

$$P_i = 253935 \text{ kg}$$

$$A_c = 2675 \text{ cm}^2$$

$$C_t = 87,57 \text{ cm}$$

$$C_b = 42,43 \text{ cm}$$

$$e = 42,43 - 7,5 = 34,93 \text{ cm}$$

$$I = 4417122,27 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = 1651,26 \text{ cm}^2$$

$$w_D = 642 \text{ kg/m}$$

$$S_t = 50441 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 104104 \text{ cm}^3$$

4.8.2. Comportamiento al momento de cortar los cables.

$$\text{Momento por peso propio} = \frac{q \times l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$M_D = \frac{642 \times 30,13^2}{8} = 72852,31 \text{ kg.m} \quad (\text{Ecuación 25})$$

Tensiones en el centro y los extremos de la luz:

Los esfuerzos en las fibras extrema superior e inferior vienen dadas por las siguientes fórmulas de la flexión básica en estado elástico:

$$f^t = -\frac{Pi}{Ac} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^b = -\frac{Pi}{Ac} \left(1 + \frac{eC_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S^b} \quad (\text{Ecuación 2})$$

4.8.3. Tensiones en el centro de la luz, kg/cm<sup>2</sup>.

Usando las fórmulas de los esfuerzos, obtenemos en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{253935}{2675} \left(1 - \frac{34,93 \times 87,57}{1651,26}\right) - \frac{72852,31}{50441}$$

$$f^t = -63,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^t < 0,8 \sqrt{f'ci}$$

$$-63,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 14,97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{CUMPLE}$$

Y en la fibra inferior:

$$fb = -\frac{253935}{2675} \left(1 + \frac{34,93 \times 42,43}{1651,26}\right) + \frac{72852,31}{104104}$$

$$fb = -110,15 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$fb < 0,6 f'ci$$

$$fb < 0,6 \times 350$$

$$-113,37 \frac{kg}{cm^2} < 210 \frac{kg}{cm^2} \quad CUMPLE$$

4.8.4. Tensiones en los extremos (apoyos de la viga)  $kg/cm^2$ .

En los extremos de la viga, lugar en el que no tiene presencia el peso propio, se obtiene el esfuerzo en la fibra superior por medio de:

$$f^t = -\frac{253935}{2675} \left(1 - \frac{34,93 \times 87,57}{1651,26}\right)$$

$$f^t = 80,92 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$f^t < 1,6 \sqrt{f'ci}$$

$$80,92 \frac{kg}{cm^2} < 29,93 \frac{kg}{cm^2} \quad NO CUMPLE$$

Y en la fibra inferior por:

$$fb = -\frac{253935}{2675} \left( 1 + \frac{34,93 \times 42,43}{1651,26} \right)$$

$$fb = -180,13 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$fb < 0,7 f'ci$$

$$-180,13 \frac{kg}{cm^2} < -245 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se puede observar que las fatigas en los extremos del elemento no cumplen, por lo que se optara como solución el forrado de cable, tomándola como la solución más económica puesto a que se podría colocar acero de refuerzo para cubrir los valores pertinentes.

#### 4.8.5. Condiciones bajo cargas de servicio.

Al considerar que el elemento entra en uso se tiene que verificar su comportamiento con cargas de servicio, este comportamiento debe realizarse en estado elástico, es decir verificar los esfuerzos admisibles con las cargas sin mayorar.

En este caso particular no contamos con losa en la parte superior, por ende las propiedades de la sección son las mismas.

A los esfuerzos anteriores obtenidos en el elemento pretensado, se tiene que adicionar las producidas por las cargas de servicio; así el esfuerzo en la fibra superior del elemento pretensado es:

$$f^t = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_L + M_{Dadic}}{S^t} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$Pe$ = Fuerza de pretensado efectiva,despues de ocurrido las perdidas.

$M_L$ = Momento por carga viva

$M_{Dadic}$ = Momento por carga muerta

El esfuerzo en la fibra inferior del elemento pretensado es igual a:

$$fb = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 + \frac{eC_t}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_L + M_{Dadic}}{Sb} \quad (\text{Ecuación 4})$$

#### 4.8.6. Tensiones en el centro de la luz. Kg/ cm<sup>2</sup>

Suponiendo unas pérdidas totales en el acero de preesfuerzo de 23% tenemos:

$$Pe = 0,77 \times 253935 = 195530 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{642 \times 30,13^2}{8} = 72852,31 \text{ kg.m}$$

$$M_{Dadic} = \frac{85 \times 30,13^2}{8} = 9645,55 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{290,5 \times 30,13^2}{8} = 32965,1 \text{ kg.m}$$

$$f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en la fibra superior del elemento pretensado es:

$$f^t = -\frac{195530}{2675} \left( 1 - \frac{34,93 \times 87,57}{1651,26} \right) - \frac{72852,31 + 9645,55 + 32965,1}{50441}$$

$$f^t = 60,02 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$f^t < 0,45 f'c$$

$$60,02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 202,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ CUMPLE}$$

Y en la fibra inferior:

$$fb = -\frac{195530}{2675} \left( 1 + \frac{34,93 \times 42,43}{1651,26} \right) + \frac{72852,31 + 9645,55 + 32965,1}{104104}$$

$$fb = -8,59 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ecuación 4})$$

$$fb < 2\sqrt{f'c}$$

$$-8,59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 42,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ CUMPLE}$$

#### 4.8.7. Diseño a flexión en Resistencia Ultima y Ductilidad.

$$\text{Carga última} = 1,2\text{CM} + 1,6 \text{ CV}$$

$$1,2\text{CM} = 1,2 \times (642 + 85) = 872,4 \text{ Kg/m}$$

$$1,6CV = 1,6 \times 290,5 = 464,8 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga ultima} = 872,4 + 464,8 = 1337,2 \text{ kg/m}$$

$$M_U = \frac{(1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV})L^2}{8} \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$M_U = \frac{(1337,2) \times 30,13^2}{8} = 151741,59 \text{ Kg.m} \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$M_d = M_u / \phi \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$M_d = \frac{151741,59}{0,9} = 168602 \text{ Kg.m} \quad (\text{Ecuación 26})$$

Cálculo  $\beta_1$

$$\beta_1 = \frac{0,75 - 0,70}{490 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 420 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times \left( 490 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) + 0,7$$

$$\beta_1 = 0,728 \quad (\text{Ecuación 27})$$

Cálculo de  $f_{ps}$  mediante la siguiente ecuación despreciando los términos donde incluye acero de no preesfuerzo (acero adicional normal):

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( p_p \frac{f_{pu}}{f'c} \right) \right) \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$p_p = \frac{A_p}{bd_p} \quad (\text{Ecuación 28})$$

$$f_{ps} = 19000 \left( 1 - \frac{0,28}{0,728} \left( \frac{17,82}{2675} x \frac{19000}{450} \right) \right) = 16946 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de a:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0,85 f' c b} \quad (\text{Ecuación 29})$$

$$a = \frac{17,82 x 16946}{0,85 x 450 x 12,5} = 63,16 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Calculo de c:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (\text{Ecuación 30})$$

$$c = \frac{63,16}{0,728} = 86,69 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 30})$$

$a < c$  ; Por lo tanto, trabaja como viga rectangular, es decir el eje neutro está ubicado en el patín.

Calculo del momento nominal resistente:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 14})$$

$$M_n = 17,82 x 16946 x \left( 122,5 - \frac{63,16}{2} \right) = 27456013 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_n > M_d \quad \text{CUMPLE}$$

Ya que el momento nominal de la sección es mayor que el momento necesario de diseño la sección está segura con respecto a su resistencia última.

El momento de fisuración, se calculará sobre base del diseño elástico de la sección, por lo tanto, el momento de figuración será igual a:

$$M_{cr} = f_r \times S_b + Pe \left( + \frac{r^2}{C_b} + e \right) \quad (\text{Ecuación 16})$$

$$f_r = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{450}$$

$$Pe = 0,77 \times 253935 = 195530 \text{ kg}$$

$$e = 34,93 \text{ cm}$$

$$C_b = 42,43 \text{ cm}$$

$$r^2 = 1651,26 \text{ cm}^2$$

$$S_b = 104104 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 2 \times \sqrt{450} \times 104104 + 195530 \left( + \frac{1651,26}{42,43} + 34,93 \right)$$

$$M_{cr} = 18856116,44 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

( Ecuación 16 )

Según el ACI el valor de  $M_{cr}$  se deberá verificar que se cumpla que  $\frac{M_n}{M_{CR}} \geq$

1,2 para asegurar la ductilidad necesaria.

$$\frac{27456013}{18856116,44} = 1,46$$

$$\frac{M_n}{M_{CR}} = 1,46 \geq 1,2 \quad \text{CUMPLE}$$

#### 4.8.8. Diseño por cortante

$$\begin{aligned} \text{Cortante maximo en apoyo} &= \frac{(642 + 85 + 290,5) \times 30,13}{2} \\ &= 15328,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 17})$$

$\phi$  = factor de reducción de resistencia = 0,75 para cortante.

$V_n$  = resistencia nominal de la sección al cortante.

$V_u$  = fuerza cortante debidamente mayorada por las cargas actuantes.

$$V_u = \frac{(1,2(642 + 85) + 1,6 (290,5)) \times 30,13}{2} = 20144,92 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{20144,92}{0,75} = 26859,89 \text{ kg}$$

La fuerza cortante resistente para el hormigón especificado por el ACI, en elementos preesforzados es:

$$V_c = (0,16 \gamma \sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u}) b_w d \quad (\text{Ecuación 18})$$

Con las siguientes condiciones

$$0,53 \gamma \sqrt{f'c} b_w d \leq V_c \leq 1,33 \gamma \sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$\frac{V_u d_p}{M_u} \leq 1,0 \quad (\text{Ecuación 31})$$

Donde  $M_u$  ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección analizada

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{20144,92 \times 122,5}{144773 \times 100} = 0,17 \text{ CUMPLE} \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$V_c = \left( 0,16 \sqrt{450} + 49 \frac{20144,92 \times 122,5}{144773 \times 100} \right) 12,5 \times 122,5$$

$$V_c = 18464,74 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 18})$$

Cumpliendo las condiciones no menores a:

$$V_c = 0,53 \times 1 \times \sqrt{450} \times 12,5 \times 122,5 = 17215,84 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Ni  $V_c$  mayor a:

$$V_c = 1,33 \times 1 \times \sqrt{450} \times 12,5 \times 122,5$$

$$V_c = 43202,015 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$18464,74 \text{ Kg} \leq 26859,89 \text{ Kg}$$

Se requiere estribos en el alma por cortante.

Cuando se usa acero perpendicular al eje del elemento, la fuerza que resiste éste, de acuerdo al ACI (ACI, 318 S; Pág 175 -176, 2008) está dado por:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Con la condición que:

$$V_s < 2,2 \sqrt{f' c} b_w d \quad (\text{Ecuación 21})$$

Al usar acero perpendicular con respecto al eje del elemento, la resistencia del acero es:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$V_s = \frac{20144,92 - 0,75 \times 18464,74}{0,75} = 8395,15 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$V_{smax} = 2,2\sqrt{450} \times 12,5 \times 122,5 = 71461,98 \text{ kg} \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$V_s < V_{smax} \quad \text{CUMPLE}$$

Calculo de espaciamiento del refuerzo colocado perpendicularmente al eje del elemento.

Al ser elementos pretensados el espaciamiento del acero de refuerzo por cortante no debe ser mayor a  $0,75h = 0,75 \times 130 = 97,5 \text{ cm}$  "o"  $60 \text{ cm}$ .

$$S = 25 \text{ cm}$$

$$A_v = \frac{71461,98 \times 25}{4200 \times 53,34} = 0,93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 20})$$

Debemos tener presente que si  $V_u > 0,5\phi V_c$ , debe colocarse necesariamente por lo menos el refuerzo mínimo por efectos de cortante. (Hormigon Pretensado, Pág 137, 2010)

$$V_u = 20144,92 \text{ Kg}$$

$$V_c = 18464,74 \text{ Kg}$$

$$\phi = 0,75$$

$$20144,92 > 0,5 \times 0,75 \times 18464,74$$

$$20144,92 > 6924,27$$

Por lo tanto se requiere acero mínimo

En elemento preesforzados siempre que la torsión sea despreciable o no exista se calcula el refuerzo mínimo por cortante mediante la siguiente ecuación:

$$A_{v,min} = 0,2x\sqrt{f' c} x \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{Ecuación 22})$$

$$A_{v,min} = 0,2x\sqrt{450} x \frac{12,5 x 25}{4200} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 22})$$

A demás, debemos considerar que el acero mínimo debe ser mayor o igual a:

$$A_{v,min} \geq \frac{3,5 b_w S}{f_{yt}} \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$A_{v,min} \geq \frac{3,5 x 12,5x25}{4200} = 0,26 \text{ CUMPLE} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Y debe ser mayor a:

$$A_{v,min} \geq \frac{A_p S}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (\text{Ecuación 39})$$

$$A_{v,min} \geq \frac{17,82x19000x25}{80x4200x122,5} \sqrt{\frac{122,5}{12,5}} = 0,64 \text{ cm}^2 \text{ NO CUMPLE}$$

Por lo tanto, consideramos este último valor como área escogida de acero mínimo por cortante  $A_{v,min} = 0,64 \text{ cm}^2$ .

Consideramos de esta manera un acero de  $\phi = 10\text{mm}$

$$A = \frac{\pi x \phi^2}{4} = \frac{\pi x 1^2}{4} = 0,78\text{cm}^2 \quad (\text{Ecuación 40})$$

La distribución del acero por cortante en una luz de 30.13m es la siguiente:

$$121 \phi 10\text{mm} @ 25\text{cm}$$

4.8.9. Camber y deflexiones

El valor de  $P_i$  corresponde a la fuerza inicial de tensado menos las pérdidas instantáneas, que usualmente se encuentra entre 5% y un 10 %.

Se tomará una pérdida instantánea del 6 %.

$$P_i = 253935 \times 0,94 = 238698,9 \text{ Kg}$$

$$E_{ci} = 15100 \sqrt{f'_{ci}} = 15100 \sqrt{350} = 282495,13 \text{ Kg/cm}^2$$

$f'_{ci}$ : Resistencia del hormigón al momento de cortar los cables

$$f'_{ci} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 34,93 \text{ cm}^2$$

$$I = 4417122,27 \text{ cm}^4$$

$$L = 30,13 \text{ m}$$

$$W_D = 642 \text{ kg/m}$$

Camber calculado al momento de cortar los cables:

Deflexión hacia arriba por la influencia únicamente de los cables pretensados.

$$\Delta \uparrow = \frac{P_i e L^2}{8 E_{ci} I} = \frac{238698,9 \times 34,93 \times (30,13 \times 100)^2}{8 \times 282495,13 \times 4417122,27}$$

$$\Delta \uparrow = 7,58 \text{ cm}$$

( Ecuación 33 )

A este valor hay que disminuir la deflexión hacia abajo debido al peso propio:

$$\Delta \downarrow = -\frac{5 W_D L^4}{384 E_{ci} I} = \frac{-5 \left(\frac{642}{100}\right) (30,13 \times 100)^4}{384 \times 282495,13 \times 4417122,27}$$

$$\Delta \downarrow = -5,52 \text{ cm}$$

( Ecuación 34 )

Por lo tanto, la flecha que se produce al cortar los cables es la siguiente:

$$\Delta\uparrow = 7,58 - 5,52 = \mathbf{2,06\ cm}$$

Camber al momento de izar el elemento prefabricado:

Para la determinación de la flecha que se produce el momento del izado del elemento, se utilizan los multiplicadores dados por el PCI Handbook; el elemento se encuentra en un proceso de fabricación e izaje en un tiempo promedio de 30 a 60 días, por lo que las deflexiones en este periodo son diferentes a las antes calculadas.

Debido a la fuerza de preesfuerzo:

$$\Delta\uparrow = 7,58 * 1,8 = 13,64\ cm$$

Debido al peso propio:

$$\Delta\downarrow = -5,52 * 1,85 = -10,212\ cm$$

Flecha producto del izaje del elemento:

$$\Delta\uparrow = 13,64 - 10,212 = \mathbf{3,43\ cm}$$

Camber actuando cargas de servicio:

Camber por carga adicional:

Se entiende que el hormigón ha adquirido su resistencia de diseño.

*f'c*: Resistencia del hormigón pretensado = 450 Kg/cm<sup>2</sup>

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{450} = 320319,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * W_D * L^4}{384 E_c I} \quad (\text{Ecuación 34})$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * \left(\frac{85}{100}\right) * (30,13 * 100)^4}{384 * 320319,37 * 4417122,27} = -0,64 \text{ cm}$$

Camber debido a la carga viva:

Se considera un valor de la carga viva actuando del 50%, es un valor estimado del porcentaje de carga viva que se encuentra de manera permanente actuando en el elemento.

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * W_D * 0,5 * L^4}{384 E_c I} \quad (\text{Ecuación 34})$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * \left(\frac{290,5 * 0,5}{100}\right) * (30,13 * 100)^4}{384 * 320319,37 * 4417122,27} = -1,1 \text{ cm}$$

Deflexiones finales a largo plazo:

Para el cálculo de las deflexiones finales consideramos los multiplicadores dados por el PCI:

Debido a la fuerza de preesfuerzo en condiciones finales:

$$\Delta \uparrow = 7,58 * 2,45 = 18,57 \text{ cm}$$

Debido al peso propio del elemento en condiciones finales:

$$\Delta \downarrow = -5,52 * 2,7 = -14,90 \text{ cm}$$

Debido a la carga adicional en condiciones finales:

$$\Delta \downarrow = -0,64 * 2,7 = -1,73 \text{ cm}$$

Debido a la carga viva actuante:

La carga viva se calcula de manera instantánea, por lo que no es necesario considerar multiplicadores, no obstante, al encontrarse un porcentaje de dicha carga presente de manera permanente, se tiene que usar multiplicadores para obtener la deflexión final.

$$\Delta \downarrow = -1,1 * 3,00 = -3,3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la deflexión final en el centro de la luz es:

$$\Delta = 18,57 - 14,9 - 1,73 - 3,3 = -1,36 \text{ cm}$$

Valor que, al ser negativo indica que la flecha se encuentra hacia abajo.

La tolerancia máxima permitida por el código del ACI es:

$$\frac{l}{360} = \frac{30,13 * 100}{360} = 8,34 \text{ cm}$$

$$8,36 \text{ cm} > -1,36 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

## CAPITULO 5

### Diseño de la Subestructura

#### 5.1 Rampas de circulación peatonal

EL MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS DEL ECUADOR establece la altura libre mínima bajo pasos superiores:

La altura libre mínima bajo pasos superiores sobre cualquier punto de la plataforma no será inferior a seis metros (6m) Cualquier modificación de las alturas libres mínimas prescritas en esta sección deberá ser debidamente justificada. (NEVI 12 MTOP, 2013)

El gálibo (altura libre) para el diseño en Doble “T” y Viga L se tomó una altura de 5,50 metros considerando que a 400 metros del lugar de emplazamiento de la estructura existe un puente vehicular Figura 5.1 cuyo gálibo es de 5,50 Metros medido con el distanciómetro, no se vio la necesidad de cubrir la altura mínima establecida por EL MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS DEL ECUADOR.



Figura 5.1 Puente vehicular ubicado a 400 metros

Fuente: Autores

Las longitudes y pendientes de las rampas de circulación del paso peatonal, están directamente relacionadas con el gálibo del puente, respetando a su vez las especificaciones establecidas en la Normas INEN-2243 y 2245, referentes a accesibilidad para las personas, se tomó las siguientes dimensiones:

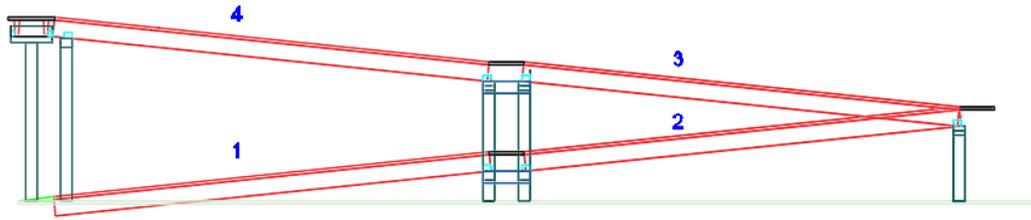


Figura 5.2 Vista lateral derecha paso peatonal para superestructura en viga Doble T

Fuente: Autores

Se detalla a continuación las dimensiones de cada rampa:

Tabla 5.1 Dimensiones de las rampas del paso peatonal para superestructura en viga Doble T

RAMPA #	LONGITUD HORIZONTAL (m)	PENDIENTE (%)	ALTURA (m)	COTA (m)
1	15.07	10%	1.5	1.65
2	15.07	10%	1.5	3.15
3	15.07	10%	1.5	4.65
4	15.039	10%	1.48	6.15
5	15.105	0%	0	6.15
6	14.225	0%	0	6.15

Fuente: Autores

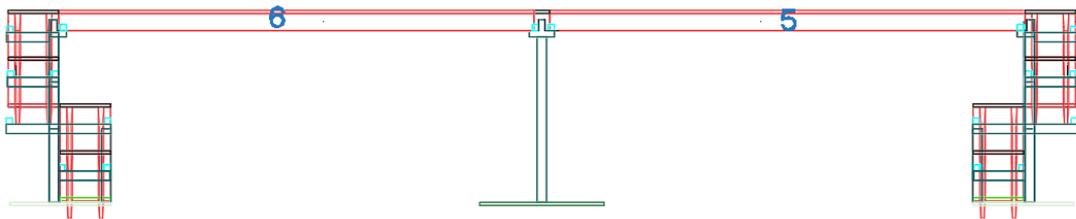


Figura 5.3 Vista Frontal del paso peatonal para superestructura en viga Doble T

Fuente: Autores

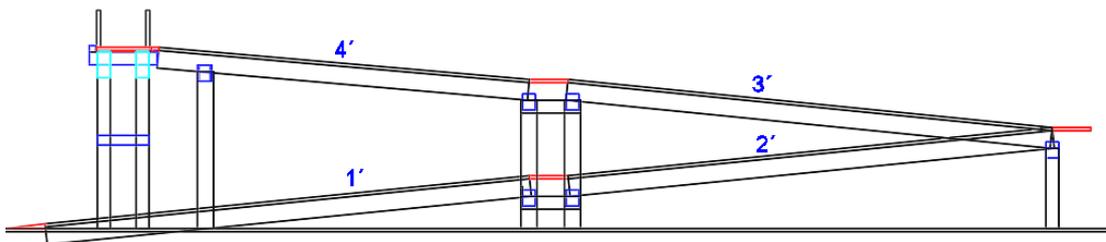


Figura 5.4 Vista lateral derecha paso peatonal para superestructura en viga L

Fuente: Autores

Se detalla a continuación las dimensiones de cada rampa:

Tabla 5.2 Dimensiones de las rampas del paso peatonal para superestructura en viga L

Rampa#	Longitud horizontal (m)	Pendiente (%)	Altura (m)	Cota (m)
1'	15.07	10%	1.5	1.65
2'	15.07	10%	1.5	3.15
3'	15.07	10%	1.5	4.65
4'	11.51	9%	1	5.65
5'	30.12	0%	0	6.80

Fuente: Autores

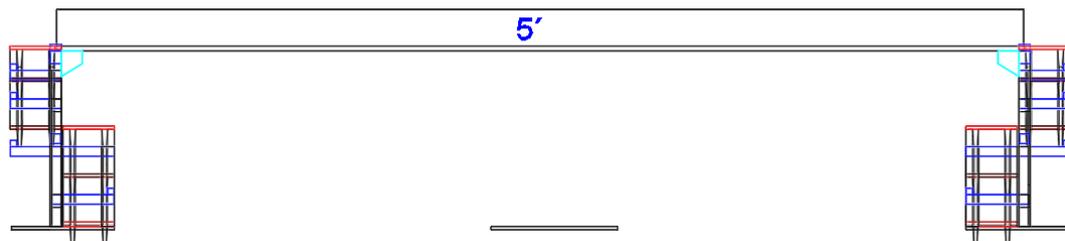


Figura 5.5 Vista Frontal del paso peatonal para superestructura en viga L.

Fuente: Autores

El diseño de las rampas de circulación peatonal para la superestructura en viga Doble “T”, se tomará el diseño propuesto anteriormente calculado.

### 5.2 Diseño de los elementos estructurales

Los elementos estructurales los cuales van a soportar tanto la superestructura como las rampas de circulación peatonal se diseñaron y fueron modelados en software (CYPE). Las cargas actuantes que éstas producen hacia los elementos estructurales tales como vigas, tanto para la propuesta de proyecto número uno y dos se detalla a continuación:

Tabla 5.3 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada rampa #1,2,3

Para rampa # 1,2,3	Momento	Cortante	Con sismo
Extremo izquierdo	0	7.44 T	6.39 T
Extremo derecho	0	7.44 T	6.34 T

Fuente: Autores

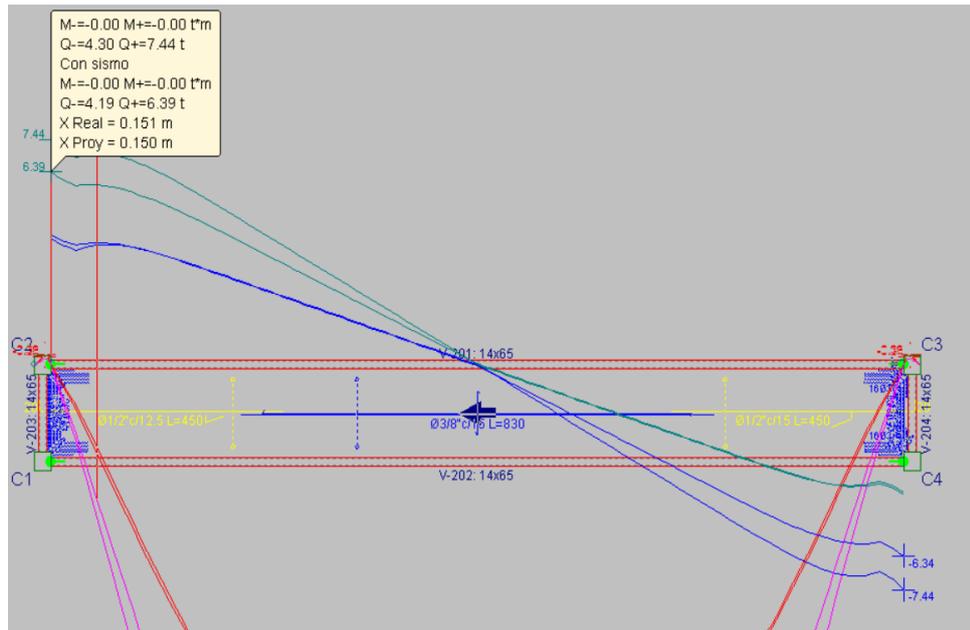


Figura 5.6 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada rampa #1,2,3  
Fuente: Autores

Tabla 5.4 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada para rampa #4

Para rampa # 4	Momento	Cortante	Con sismo
Extremo izquierdo	0	7.58 T	6.66 T
Extremo derecho	0	7.94 T	6.12 T

Fuente: Autores

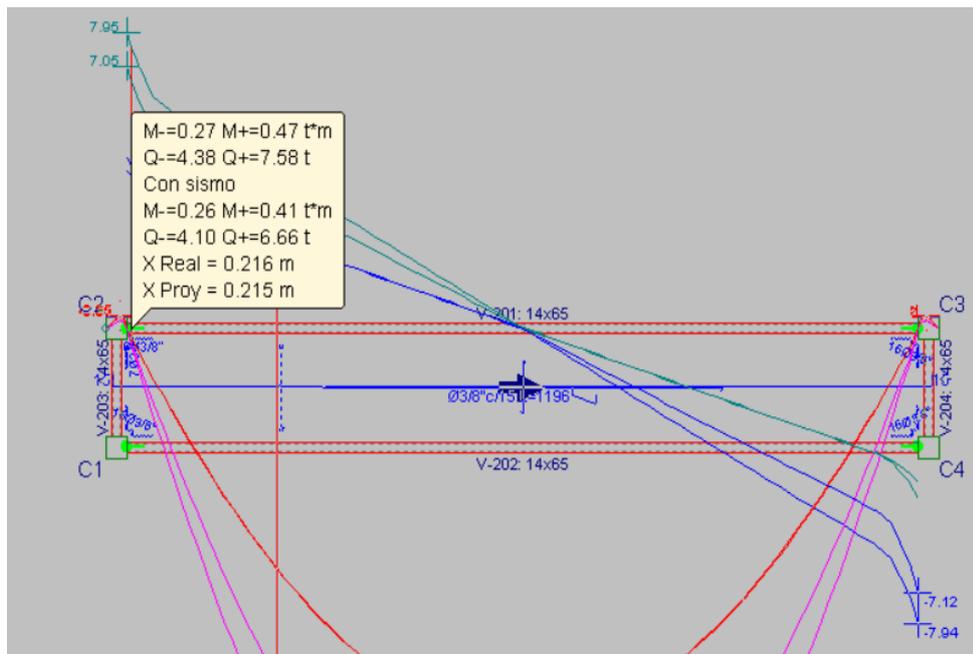


Figura 5.7 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada para rampa#4  
Fuente: Autores

Tabla 5.5 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada para rampa #5

Para rampa # 5	Momento	Cortante	Con sismo
Extremo izquierdo	0	7.03 T	9.49 T
Extremo derecho	0	7.03 T	9.49 T

Fuente: Autores

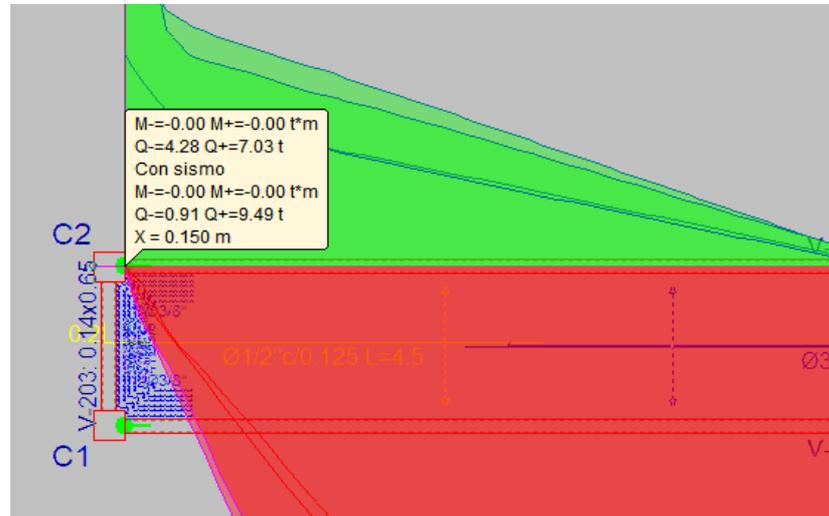


Figura 5.8 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada para rampa#5

Fuente: Autores

Tabla 5.6 Esfuerzos de viga Doble T simplemente apoyada para rampa #6

Para rampa # 6	Momento	Cortante	Con sismo
Extremo izquierdo	0	6.22 T	7.93 T
Extremo derecho	0	6.22 T	7.93 T

Fuente: Autores

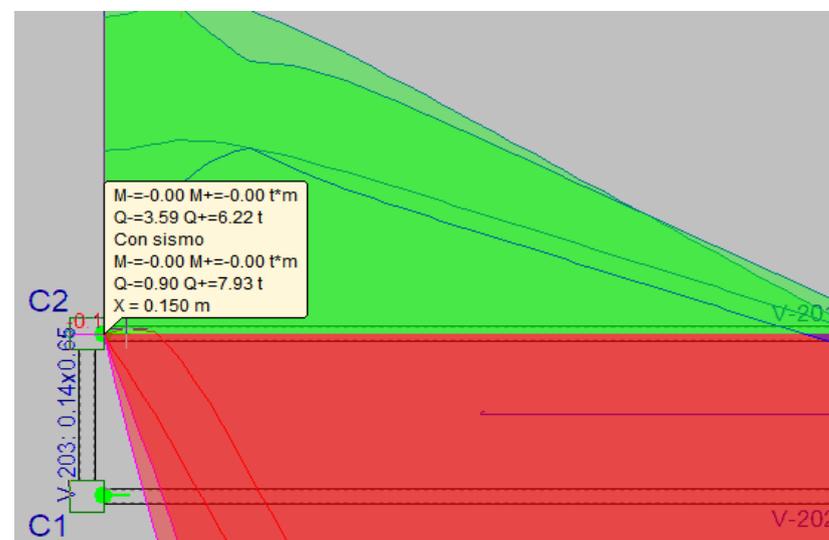


Figura 5.9 Esfuerzo de viga Doble “T” simplemente apoyada para rampa#6

Fuente: Autores

Para el diseño de todos los elementos estructurales tanto vigas, columnas y cimentaciones, se consideró la acción sísmica sobre estos el mismo que fue incluido en el proceso de cálculo para la resistencia de los elementos.

### 5.3 Parámetros sísmicos

#### Factor de zona Z

El valor de Z (aceleración máxima esperada para el sismo de diseño), expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para la Ciudad de Cuenca de acuerdo a lo establecido por la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC) es de 0.25g.

Tabla 5.7 Valores del factor Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	AZUAY	0.25

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC)

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.

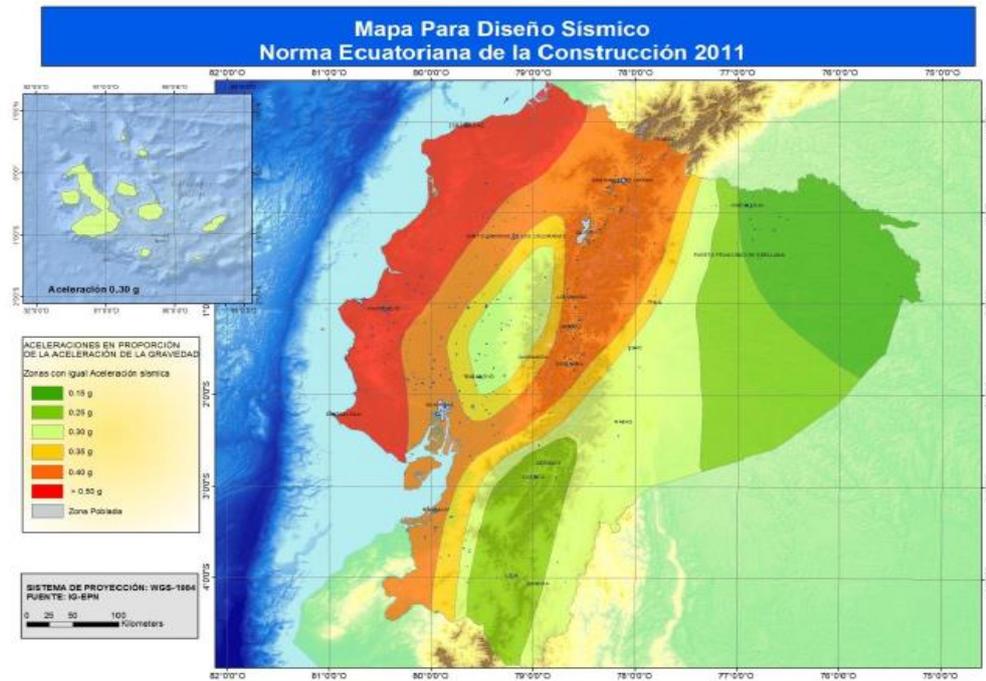


Figura 5.10 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z  
 Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC)

Tabla 5.8 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC)

La zona sísmica en la cual está previsto el emplazamiento de las dos propuestas de diseño corresponde a la zona sísmica tipo II.

Norma utilizada:

NEC-SE-DS 2014

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Método de cálculo: Análisis modal espectral

#### 5.4 Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica: II

Región sísmica: Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Tipo de suelo: C

Sistema estructural

<b>R<sub>X</sub></b> : Factor de reducción (X)	<b>R<sub>X</sub></b> : 2.00
<b>R<sub>Y</sub></b> : Factor de reducción (Y)	<b>R<sub>Y</sub></b> : 2.00
<b>Φ<sub>P</sub></b> : Coeficiente de regularidad en planta	<b>Φ<sub>P</sub></b> : 0.90
<b>Φ<sub>E</sub></b> : Coeficiente de regularidad en elevación	<b>Φ<sub>E</sub></b> : 0.90

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X): III

Sistema estructural (Y): III

Importancia de la obra : Estructuras de ocupación especial

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis:

Según norma

Fracción de sobrecarga de uso	: 0.25
Factor multiplicador del espectro	: 1.00

Factores reductores de la inercia:

Vigas primarias frente a la acción sísmica: 0.5

Vigas secundarias frente a la acción sísmica: 0.01

Forjados primarios frente a la acción sísmica: 0.5

Forjados secundarios frente a la acción sísmica: 0.01

Columnas: 0.8

#### Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga, se tomaron las combinaciones de carga para diseño por última resistencia establecidas por la NEC 11, 2011, en su capítulo 1, combinaciones de carga, el cual plantea las siguientes combinaciones de carga:

1. 1.4 D

2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr ó S ó R)

3. 1.2 D + 1.6 (Lr ó S ó R) + (L ó 0.5W)

4. 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr ó S ó R)

5. 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

6. 0.9 D + 1.0 W

7. 0.9 D + 1.0 E

Donde:

D= carga permanente

E= carga de sismo

F= carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

Fa= carga de inundación

H= carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo, o presión de materiales a granel

L= sobrecarga (carga viva)

Lr= sobrecarga cubierta (carga viva)

R= carga de lluvia

S= carga de granizo

T= cargas por efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, y asentamiento diferencial

W= carga de viento

### 5.5 Materiales utilizados

Hormigones

Tabla 5.9 Materiales utilizados para hormigones

Elemento	Hormigón	Tamaño máximo del árido(mm)
Todos	f'c=280	15

Fuente: Autores

Aceros en barras

Tabla 5.10 Materiales utilizados para acero en barras

Elemento	Acero	fy (kg/cm2)
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200

Fuente: Autores

### 5.6 Resultado de diseño de cada elemento estructural

El resultado final de cada elemento realizado en software (CYPE), se diseñó de manera constructiva cumpliendo las normas ACI 318M-11, NEC-SE-DS 2014 dado como resultado las siguientes características y dimensiones:

#### 5.6.1. Propuesta de proyecto número uno

Comprobación: Anexo 3, Anexo 8

El diseño de los elementos de columnas, vigas y cimentación son los mismos tanto para la propuesta número uno y dos, razón por la cual tienen las mismas cargas y longitudes.

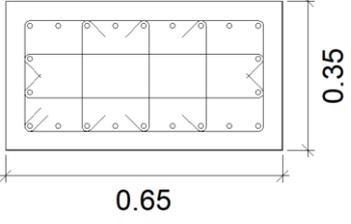
Propuesta uno C1 EJE (A, E)3; C2 EJE (A, E)4

Láminas: Número 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24.

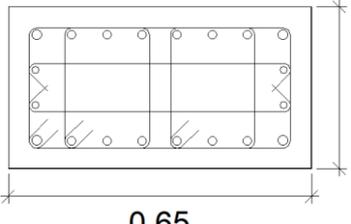
Propuesta dos C1 EJE (A, D)3; C2 EJE (A, D)4

Láminas: Número 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24.

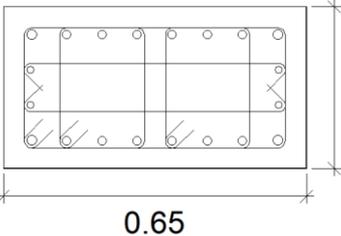
a) N+4.00 (2.3 - 4 M) C1 EJES (A, E)3

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 65x35 cm
	Tramo : 1.000/4.000 m
	Altura libre : 2.60 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 2.60 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 2.60 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø14	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y3r
Cara X : 14Ø14	Ø10
Cara Y : 4Ø14	Separación : 5 cm
Cuantía : 1.49 %	

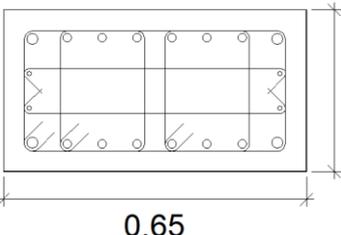
b) N+4.00 (1 - 2.3 M) C1 EJES (A, E)3

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 65x35 cm
	Tramo : 1.000/4.000 m
	Altura libre : 2.60 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 2.60 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 2.60 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø22	Estribos : 3eØ10+X2rØ
Cara X : 12Ø20	10
Cara Y : 4Ø18	Separación : 5 cm
Cuantía : 2.77 %	

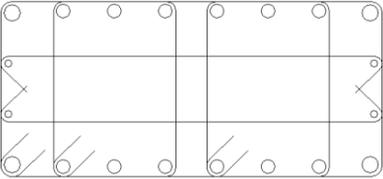
c) N+0.00 (-0.7 - 1 M) C1 EJES (A, E)3

Datos del pilar		
	0.35	
	0.65	
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones	: 65x35 cm
	Tramo	: -2.000/1.000 m
	Altura libre	: 2.60 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
<b>Materiales</b>		
Hormigón : f'c=280	Longitud de pandeo	
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZX : 2.60 m	
	Plano ZY : 2.60 m	
<b>Armadura longitudinal</b>		
Esquina : 4Ø22	Armadura transversal	
Cara X : 12Ø20	Estribos : 3eØ10+X2rØ	
Cara Y : 4Ø18	10	
Cuantía : 2.77 %	Separación : 5 cm	
	n	

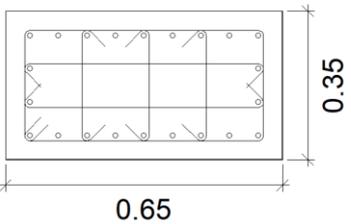
d) N+0.00 (-2 - -0.7 M) C1 EJES (A, E)3

Datos del pilar		
	0.35	
	0.65	
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones	: 65x35 cm
	Tramo	: -2.000/1.000 m
	Altura libre	: 2.60 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
<b>Materiales</b>		
Hormigón : f'c=280	Longitud de pandeo	
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZX : 2.60 m	
	Plano ZY : 2.60 m	
<b>Armadura longitudinal</b>		
Esquina : 4Ø25	Armadura transversal	
Cara X : 12Ø20	Estribos : 3eØ10+X2rØ	
Cara Y : 4Ø12	10	
Cuantía : 2.72 %	Separación : 5 cm	
	n	

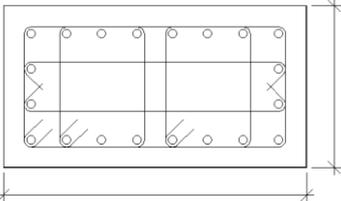
e) FUNDACIÓN C1 EJES (A, E)3

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 65x35 cm	
	Tramo : -2.906/-2.000 m	
	Altura libre : 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$ n	Plano ZX : 2.60 m Plano ZY : 2.60 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25 Cara X : 12Ø20 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.72 %	Estribos : 3eØ10+X2rØ10 Separación : 10 cm	

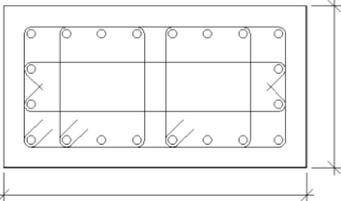
f) N+4.00 (2.3 - 4 M) C2 EJE (A, E)4

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 65x35 cm	
	Tramo : 1.000/4.000 m	
	Altura libre : 2.60 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$ n	Plano ZX : 2.60 m Plano ZY : 2.60 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø14 Cara X : 14Ø14 Cara Y : 4Ø14 Cuantía : 1.49 %	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y3rØ10 Separación : 5 cm	

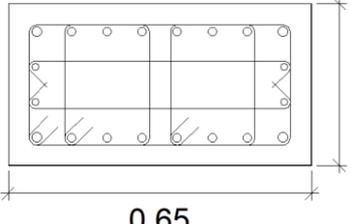
g) N+4.00 (1 - 2.3 M) C2 EJE (A, E)4

Datos del pilar																																									
 <p>0.65</p> <p>0.35</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Geometría</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Dimensiones</td> <td>: 65x35 cm</td> </tr> <tr> <td>Tramo</td> <td>: 1.000/4.000 m</td> </tr> <tr> <td>Altura libre</td> <td>: 2.60 m</td> </tr> <tr> <td>Recubrimiento geométrico</td> <td>: 4.0 cm</td> </tr> <tr> <td>Tamaño máximo de agregado</td> <td>: 15 mm</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Materiales</th> </tr> <tr> <td>Hormigón</td> <td>: <math>f'_c=280</math></td> </tr> <tr> <td>Acero</td> <td>: Grado 60 (Latinoamérica)</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Longitud de pandeo</th> </tr> <tr> <td>Plano ZX</td> <td>: 2.60 m</td> </tr> <tr> <td>Plano ZY</td> <td>: 2.60 m</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Armadura longitudinal</th> </tr> <tr> <td>Esquina</td> <td>: 4Ø20</td> </tr> <tr> <td>Cara X</td> <td>: 12Ø20</td> </tr> <tr> <td>Cara Y</td> <td>: 4Ø20</td> </tr> <tr> <td>Cuantía</td> <td>: 2.76 %</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Armadura transversal</th> </tr> <tr> <td>Estribos</td> <td>: 3eØ10+X2rØ10</td> </tr> <tr> <td>Separación</td> <td>: 5 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Geometría		Dimensiones	: 65x35 cm	Tramo	: 1.000/4.000 m	Altura libre	: 2.60 m	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	Materiales		Hormigón	: $f'_c=280$	Acero	: Grado 60 (Latinoamérica)	Longitud de pandeo		Plano ZX	: 2.60 m	Plano ZY	: 2.60 m	Armadura longitudinal		Esquina	: 4Ø20	Cara X	: 12Ø20	Cara Y	: 4Ø20	Cuantía	: 2.76 %	Armadura transversal		Estribos	: 3eØ10+X2rØ10	Separación	: 5 cm
	Geometría																																								
	Dimensiones	: 65x35 cm																																							
	Tramo	: 1.000/4.000 m																																							
	Altura libre	: 2.60 m																																							
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm																																							
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm																																								
Materiales																																									
Hormigón	: $f'_c=280$																																								
Acero	: Grado 60 (Latinoamérica)																																								
Longitud de pandeo																																									
Plano ZX	: 2.60 m																																								
Plano ZY	: 2.60 m																																								
Armadura longitudinal																																									
Esquina	: 4Ø20																																								
Cara X	: 12Ø20																																								
Cara Y	: 4Ø20																																								
Cuantía	: 2.76 %																																								
Armadura transversal																																									
Estribos	: 3eØ10+X2rØ10																																								
Separación	: 5 cm																																								

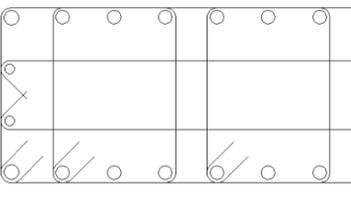
h) N+0.00 (-0.7 - 1 M) C2 EJE (A, E)4

Datos del pilar																																									
 <p>0.65</p> <p>0.35</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Geometría</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Dimensiones</td> <td>: 65x35 cm</td> </tr> <tr> <td>Tramo</td> <td>: -2.000/1.000 m</td> </tr> <tr> <td>Altura libre</td> <td>: 2.60 m</td> </tr> <tr> <td>Recubrimiento geométrico</td> <td>: 4.0 cm</td> </tr> <tr> <td>Tamaño máximo de agregado</td> <td>: 15 mm</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Materiales</th> </tr> <tr> <td>Hormigón</td> <td>: <math>f'_c=280</math></td> </tr> <tr> <td>Acero</td> <td>: Grado 60 (Latinoamérica)</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Longitud de pandeo</th> </tr> <tr> <td>Plano ZX</td> <td>: 2.60 m</td> </tr> <tr> <td>Plano ZY</td> <td>: 2.60 m</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Armadura longitudinal</th> </tr> <tr> <td>Esquina</td> <td>: 4Ø20</td> </tr> <tr> <td>Cara X</td> <td>: 12Ø20</td> </tr> <tr> <td>Cara Y</td> <td>: 4Ø20</td> </tr> <tr> <td>Cuantía</td> <td>: 2.76 %</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Armadura transversal</th> </tr> <tr> <td>Estribos</td> <td>: 3eØ10+X2rØ10</td> </tr> <tr> <td>Separación</td> <td>: 5 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Geometría		Dimensiones	: 65x35 cm	Tramo	: -2.000/1.000 m	Altura libre	: 2.60 m	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	Materiales		Hormigón	: $f'_c=280$	Acero	: Grado 60 (Latinoamérica)	Longitud de pandeo		Plano ZX	: 2.60 m	Plano ZY	: 2.60 m	Armadura longitudinal		Esquina	: 4Ø20	Cara X	: 12Ø20	Cara Y	: 4Ø20	Cuantía	: 2.76 %	Armadura transversal		Estribos	: 3eØ10+X2rØ10	Separación	: 5 cm
	Geometría																																								
	Dimensiones	: 65x35 cm																																							
	Tramo	: -2.000/1.000 m																																							
	Altura libre	: 2.60 m																																							
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm																																							
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm																																								
Materiales																																									
Hormigón	: $f'_c=280$																																								
Acero	: Grado 60 (Latinoamérica)																																								
Longitud de pandeo																																									
Plano ZX	: 2.60 m																																								
Plano ZY	: 2.60 m																																								
Armadura longitudinal																																									
Esquina	: 4Ø20																																								
Cara X	: 12Ø20																																								
Cara Y	: 4Ø20																																								
Cuantía	: 2.76 %																																								
Armadura transversal																																									
Estribos	: 3eØ10+X2rØ10																																								
Separación	: 5 cm																																								

i) N+0.00 (-2 - -0.7 M) C2 EJE (A, E)4

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 65x35 cm	
	Tramo : -2.000/1.000 m	
	Altura libre : 2.60 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$ n	Plano ZX : 2.60 m Plano ZY : 2.60 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø22 Cara X : 12Ø20 Cara Y : 4Ø16 Cuantía : 2.68 %	Estribos : 3eØ10+X2rØ 10 Separación : 5 cm n	

j) FUNDACIÓN C2 EJE (A, E)4

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 65x35 cm	
	Tramo : -2.906/-2.000 m	
	Altura libre : 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$ n	Plano ZX : 2.60 m Plano ZY : 2.60 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø22 Cara X : 12Ø20 Cara Y : 4Ø16 Cuantía : 2.68 %	Estribos : 3eØ10+X2rØ 10 Separación : 10 cm n	

k) Viga N+1.00

<b>Datos de la viga</b>	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.4 Luz libre : 1.6 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

l) Viga N+4.00

<b>Datos de la viga</b>	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.4 Luz libre : 1.3 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

Comprobación: Anexo 4, Anexo 9

El diseño de los elementos de columnas, vigas y cimentación son los mismos tanto para la propuesta número uno y dos, razón por la cual tienen las mismas cargas y longitudes.

Propuesta uno C1 EJE (A, E)-5; C2 EJE (B, D)-5

Láminas: Número 12, 13, 14, 15.

Propuesta dos C1 EJE (A, D)-5; C2 EJE (B, C)-5

Láminas: Número 12, 13, 14, 15.

a) N+0.00 (0.1 - 2.5 M) C1

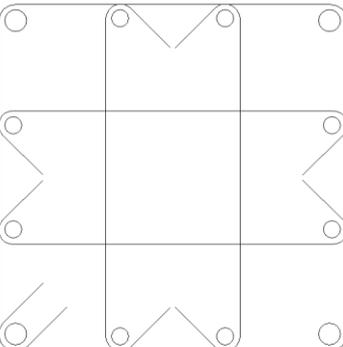
Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 40x40 cm	
	Tramo : -2.000/2.500 m	
	Altura libre : 4.20 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 4.20 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 4.20 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	
Cara X : 4Ø16	Separación : Ø10	
Cara Y : 4Ø16	Separación : 6 cm	
Cuantía : 1.79 %		

b) N+0.00 (-2 - 0.1 M) C1

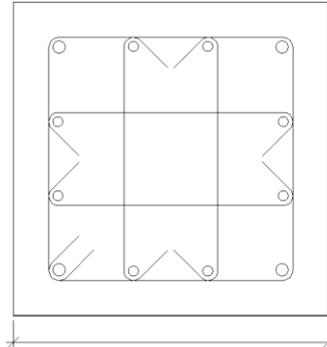
Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 40x40 cm	
	Tramo : -2.000/2.500 m	
	Altura libre : 4.20 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 4.20 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 4.20 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal

Datos del pilar		
	Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r Ø10 Separación : 5 cm
	Cara X : 4Ø16	
	Cara Y : 4Ø16	
	Cuantía : 1.79 %	

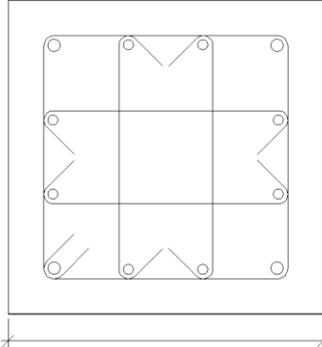
c) FUNDACIÓN C1

Datos del pilar			
	Geometría		
	Dimensiones	: 40x40 cm	
	Tramo	: -2.560/-2.000 m	
	Altura libre	: 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
	Materiales		Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=280	Plano ZX : 4.20 m	Plano ZY : 4.20 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)		
	Armadura longitudinal		Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	Separación : 10 cm	
Cara X : 4Ø16	Ø10		
Cara Y : 4Ø16			
Cuantía : 1.79 %			

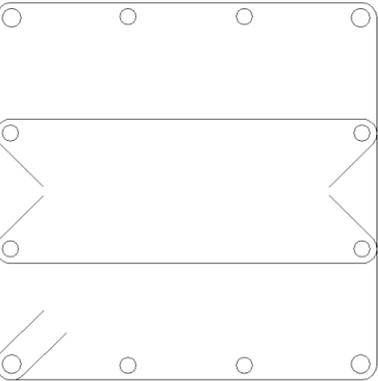
d) N+0.00 (0.1 - 2.5 M) C2

Datos del pilar			
	Geometría		
	Dimensiones	: 40x40 cm	
	Tramo	: -2.000/2.500 m	
	Altura libre	: 4.20 m	
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
	Materiales		Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=280	Plano ZX : 4.20 m	Plano ZY : 4.20 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)		
	Armadura longitudinal		Armadura transversal
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	Separación : 5 cm	
Cara X : 4Ø14	Ø10		
Cara Y : 4Ø14			
Cuantía : 1.27 %			

e) N+0.00 (-2 - 0.1 M) C2

Datos del pilar		
 <p style="text-align: center;">0.4</p>	Geometría	
	Dimensiones : 40x40 cm	
	Tramo : -2.000/2.500 m	
	Altura libre : 4.20 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 4.20 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 4.20 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	
Cara X : 4Ø14	Ø10	
Cara Y : 4Ø14	Separación : 5 cm	
Cuantía : 1.27 %		

f) FUNDACIÓN C2

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 40x40 cm	
	Tramo : -2.560/-2.000 m	
	Altura libre : 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 4.20 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 4.20 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ10+X2rØ	
Cara X : 4Ø14	10	
Cara Y : 4Ø14	Separación : 10 cm	
Cuantía : 1.27 %		

g) Viga 1 N+2.5

<b>Datos de la viga</b>	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.3 Luz libre : 1.3 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

h) Viga 2 N+2.5

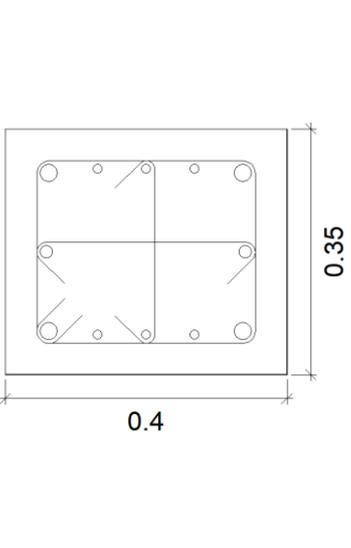
<b>Datos de la viga</b>	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.3 Luz libre : 1.2 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

Comprobación: Anexo 5

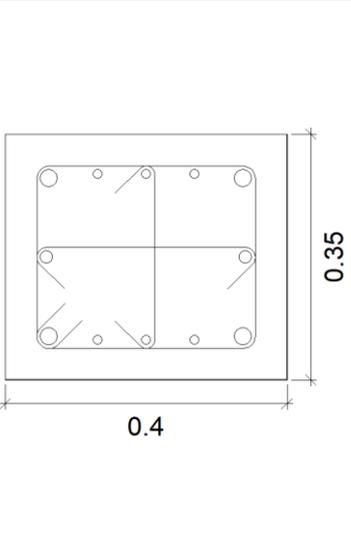
Láminas: Número 3, 4, 5.

C1 EJE (A, E)-2

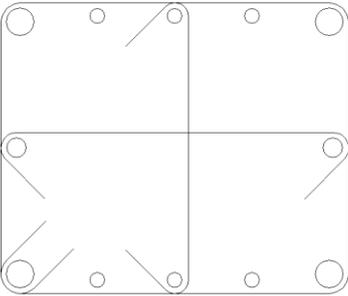
a) N+0.00 (1.565 - 5.43 M) EJE (A, E)-2

<b>Datos del pilar</b>		
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones : 40x35 cm	
	Tramo : -2.000/5.430 m	
	Altura libre : 7.13 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.13 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.13 m
	<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1r	
Cara X : 6Ø14	Ø10	
Cara Y : 2Ø18	Separación : 5 cm	
Cuantía : 2.43 %		

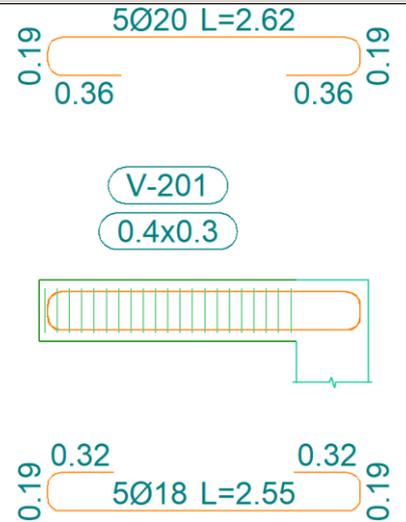
N+0.00 (-2 - 1.565 M) EJE (A, E)-2

<b>Datos del pilar</b>		
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones : 40x35 cm	
	Tramo : -2.000/5.430 m	
	Altura libre : 7.13 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.13 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.13 m
	<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1r	
Cara X : 6Ø14	Ø10	
Cara Y : 2Ø18	Separación : 5 cm	
Cuantía : 2.43 %		

b) FUNDACIÓN EJE (A, E)-2

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 40x35 cm
	Tramo : -2.660/-2.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales
Hormigón : $f'c=280$	Longitud de pandeo
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZX : 7.13 m
	Plano ZY : 7.13 m
	Armadura longitudinal
Esquina : 4Ø25	Armadura transversal
Cara X : 6Ø14	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
Cara Y : 2Ø18	Separación : 10 cm
Cuantía : 2.43 %	

c) Viga N+5.43 C1 EJE (A, E)-2

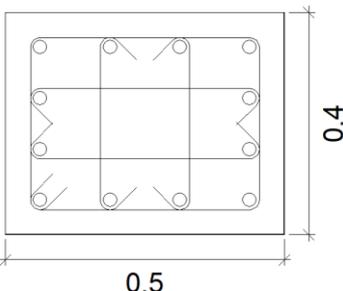
Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 0.4x0.3
	Luz libre : 1.3 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm	
	Materiales
Hormigón : $f'c=280$	
Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica)	
Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)	

Comprobación: Anexo 6

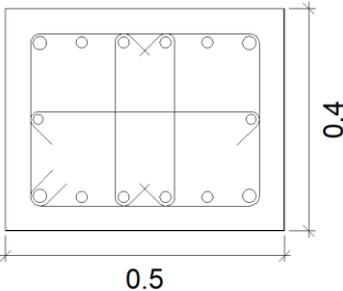
Láminas: Número 6, 7, 8.

EJE (A, E)-1

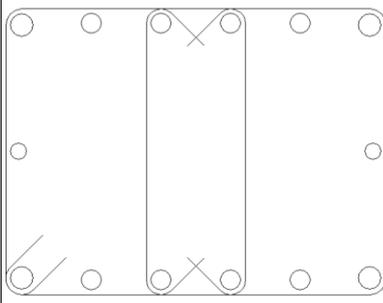
a) N+0.00 (1.65 - 5.85 M) EJE (A, E)-1

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 50x40 cm	
	Tramo : -2.000/5.850 m	
	Altura libre : 7.30 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.30 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	
Cara X : 4Ø25	Ø10	
Cara Y : 4Ø25	Separación : 5 cm	
Cuantía : 2.95 %		

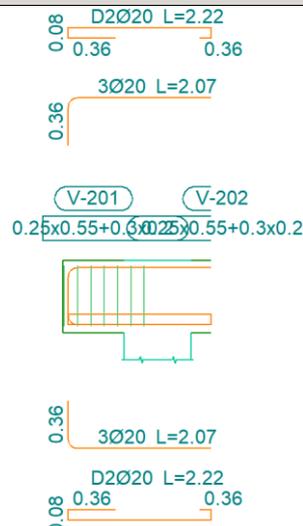
b) N+0.00 (-2 - 1.65 M) EJE (A, E)-1

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 50x40 cm	
	Tramo : -2.000/5.850 m	
	Altura libre : 7.30 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.30 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y2r	
Cara X : 8Ø22	Ø10	
Cara Y : 2Ø18	Separación : 5 cm	
Cuantía : 2.76 %		

c) FUNDACIÓN EJE (A, E)-1

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 50x40 cm
	Tramo	: -2.656/-2.000 : m
	Altura libre	: 0.00 m
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.30 : m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 : m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ10+Y2rØ10	
Cara X : 8Ø22	Separación : 10 cm	
Cara Y : 2Ø18		
Cuantía : 2.76 %		

d) Viga 1 N+5.30

Datos de la viga		
	Geometría	
	Dimensiones	: 0.25x0.55+0.3x0.2
	Luz libre	: 0.5 m
	Recubrimiento geométrico superior	: 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior	: 5.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral	: 5.0 cm
	Materiales	
	Hormigón	: $f'_c=280$
	Armadura longitudinal	: Grado 60 (Latinoamérica)
	Armadura transversal	: Grado 60 (Latinoamérica)

e) Viga 2 N+5.30

Datos de la viga	
	<b>Geometría</b> Dimensiones : 0.25x0.55+0.3x0.2 Luz libre : 0.5 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	<b>Materiales</b> Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

Comprobación: Anexo 7

Láminas: 9, 10, 11.

EJE C1

a) N+0.00 (1.65 - 5.85 M) EJE C1

Datos del pilar										
	<b>Geometría</b> Dimensiones : 45x45 cm Tramo : -2.000/5.850 m Altura libre : 7.30 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm									
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiales</th> <th>Longitud de pandeo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Hormigón : <math>f'c=280</math></td> <td>Plano ZX : 7.30 m</td> </tr> <tr> <td>Acero : Grado 60 (Latinoamérica)</td> <td>Plano ZY : 7.30 m</td> </tr> </tbody> </table>	Materiales	Longitud de pandeo	Hormigón : $f'c=280$	Plano ZX : 7.30 m	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 m			
	Materiales	Longitud de pandeo								
	Hormigón : $f'c=280$	Plano ZX : 7.30 m								
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 m								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Armadura longitudinal</th> <th>Armadura transversal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esquina : 4Ø18</td> <td>Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r</td> </tr> <tr> <td>Cara X : 4Ø16</td> <td>Ø10</td> </tr> <tr> <td>Cara Y : 4Ø16</td> <td>Separación : 6 cm</td> </tr> <tr> <td>Cuantía : 1.30 %</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Esquina : 4Ø18	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	Cara X : 4Ø16	Ø10	Cara Y : 4Ø16	Separación : 6 cm	Cuantía : 1.30 %	
Armadura longitudinal	Armadura transversal									
Esquina : 4Ø18	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r									
Cara X : 4Ø16	Ø10									
Cara Y : 4Ø16	Separación : 6 cm									
Cuantía : 1.30 %										

b) N+0.00 (-2 - 1.65 M) EJE C1

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 45x45 cm	
	Tramo : -2.000/5.850 m	
	Altura libre : 7.30 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.30 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø18	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10	
Cara X : 4Ø16	Separación : 6 cm	
Cara Y : 4Ø16		
Cuantía : 1.30 %		

c) FUNDACIÓN EJE C1

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 45x45 cm	
	Tramo : -2.414/-2.000 m	
	Altura libre : 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 7.30 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 7.30 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø18	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10	
Cara X : 4Ø16	Separación : 10 cm	
Cara Y : 4Ø16		
Cuantía : 1.30 %		

d) Viga N+5.30 EJE C1

<b>Datos de la viga</b>	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.55+0.3x0.2+0.3x0.2 Luz libre : 0.5 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

e) Viga N+5.30 EJE C1

<b>Datos de la viga</b>	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.55+0.3x0.2+0.3x0.2 Luz libre : 0.5 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=280$ Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

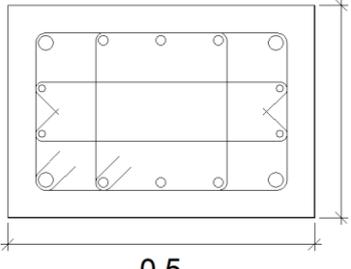
5.6.2. Propuesta de proyecto número dos

Comprobación: Anexo 10

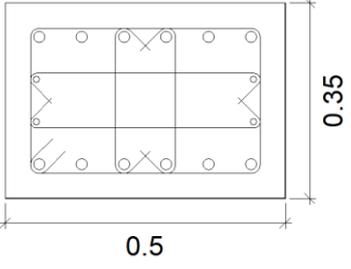
Láminas: Número 30, 31, 32.

C1 EJE (A, D)-2

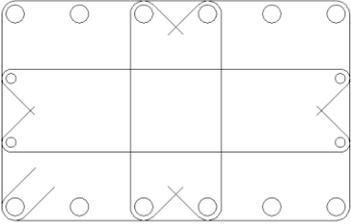
a) N+0.00(1.295 - 4.89 M)

Datos del pilar							
 <p>0.5</p> <p>0.35</p>	<b>Geometría</b> Dimensiones : 50x35 cm Tramo : -2.000/4.890 m Altura libre : 6.59 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiales</th> <th>Longitud de pandeo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Hormigón : <math>f'_c=280</math></td> <td>Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m</td> </tr> <tr> <td>Acero : Grado 60 (Latinoamérica)</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Materiales	Longitud de pandeo	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	Materiales	Longitud de pandeo					
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m					
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Armadura longitudinal</th> <th>Armadura transversal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esquina : 4Ø25 Cara X : 6Ø16 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.07 %</td> <td>Estribos : 2eØ10+X2rØ10 Separación : 6 - 5 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Esquina : 4Ø25 Cara X : 6Ø16 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.07 %	Estribos : 2eØ10+X2rØ10 Separación : 6 - 5 cm		
	Armadura longitudinal	Armadura transversal					
	Esquina : 4Ø25 Cara X : 6Ø16 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.07 %	Estribos : 2eØ10+X2rØ10 Separación : 6 - 5 cm					

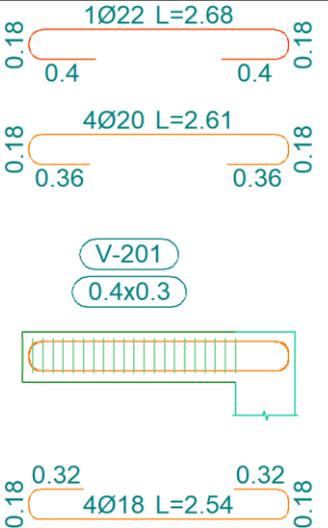
b) N+0.00(-2 - 1.295 M)

Datos del pilar							
 <p>0.5</p> <p>0.35</p>	<b>Geometría</b> Dimensiones : 50x35 cm Tramo : -2.000/4.890 m Altura libre : 6.59 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiales</th> <th>Longitud de pandeo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Hormigón : <math>f'_c=280</math></td> <td>Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m</td> </tr> <tr> <td>Acero : Grado 60 (Latinoamérica)</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Materiales	Longitud de pandeo	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	Materiales	Longitud de pandeo					
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m					
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Armadura longitudinal</th> <th>Armadura transversal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esquina : 4Ø22 Cara X : 8Ø22 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.86 %</td> <td>Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 Separación : 5 - 6 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Esquina : 4Ø22 Cara X : 8Ø22 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.86 %	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 Separación : 5 - 6 cm		
	Armadura longitudinal	Armadura transversal					
	Esquina : 4Ø22 Cara X : 8Ø22 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.86 %	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 Separación : 5 - 6 cm					

c) FUNDACIÓN

Datos del pilar	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 50x35 cm
	Tramo : -2.610/-2.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
Hormigón : $f'_c=280$ n	Plano ZX : 6.59 m Plano ZY : 6.59 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø22 Cara X : 8Ø22 Cara Y : 4Ø12 Cuantía : 2.86 %	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r Ø10 Separación : 10 cm

d) Viga N+5.5

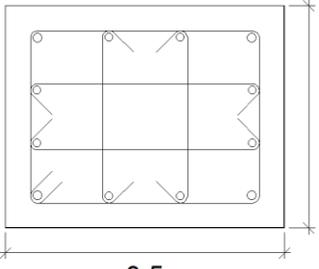
Datos de la viga	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 0.4x0.3
	Luz libre : 1.3 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
<b>Materiales</b>	
Hormigón : $f'_c=280$	
Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica)	
Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)	

Comprobación: Anexo 11, Anexo 12

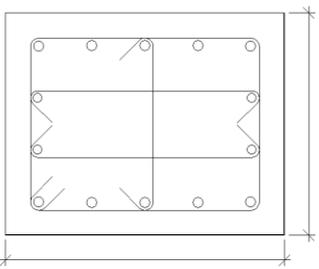
Láminas: Número 25, 26, 27, 28, 29.

C1 EJE (A, D)-1; EJE (A, D)-1'

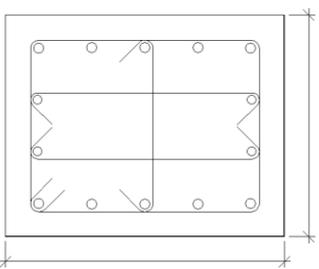
a) N+5.5 (3.975 - 5.5 M)

<b>Datos del pilar</b>	
 <p style="text-align: center;">0.5</p> <p style="text-align: center;">0.4</p>	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 50x40 cm
	Tramo : 2.750/5.500 m
	Altura libre : 2.45 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 2.45 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 2.45 m
<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r
Cara X : 4Ø14	Ø10
Cara Y : 4Ø14	Separación : 5 cm
Cuantía : 1.02 %	

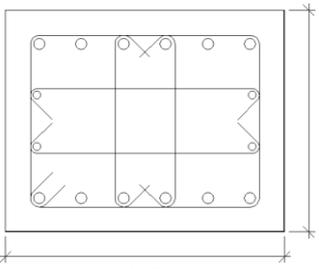
b) N+5.5 (2.75 - 3.975 M)

<b>Datos del pilar</b>	
 <p style="text-align: center;">0.5</p> <p style="text-align: center;">0.4</p>	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 50x40 cm
	Tramo : 2.750/5.500 m
	Altura libre : 2.45 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 2.45 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 2.45 m
<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y1r
Cara X : 6Ø18	Ø10
Cara Y : 4Ø16	Separación : 5 cm
Cuantía : 1.79 %	

c) N+0.0 (0.225 - 2.75 M)

<b>Datos del pilar</b>		
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones : 50x40 cm	
	Tramo : -2.000/2.750 m	
	Altura libre : 4.45 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 4.45 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 4.45 m
	<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y1r	
Cara X : 6Ø18	Separación : Ø10	
Cara Y : 4Ø16	Separación : 6 - 5 cm	
Cuantía : 1.79 %		

d) N+0.0 (-2 - 0.225 M)

<b>Datos del pilar</b>		
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones : 50x40 cm	
	Tramo : -2.000/2.750 m	
	Altura libre : 4.45 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
	Hormigón : $f'_c=280$	Plano ZX : 4.45 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 4.45 m
	<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø22	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r	
Cara X : 8Ø22	Separación : Ø10	
Cara Y : 4Ø14	Separación : 6 cm	
Cuantía : 2.59 %		

e) FUNDACIÓN

<b>Datos del pilar</b>		
	<b>Geometría</b>	
	Dimensiones : 50x40 cm	
	Tramo : -2.810/-2.000 m	
	Altura libre : 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	<b>Materiales</b>	<b>Longitud de pandeo</b>
	Hormigón : $f'_c=280$ n	Plano ZX : 4.45 m Plano ZY : 4.45 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	
	<b>Armadura longitudinal</b>	<b>Armadura transversal</b>
Esquina : 4Ø22 Cara X : 8Ø22 Cara Y : 4Ø14 Cuantía : 2.59 %	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2r Ø10 Separación : 10 cm	

## 5.7 Ménsulas

Las ménsulas son elementos estructurales cuya relación entre el claro de cortante y el peralte es pequeña; en muchos reglamentos se definen como aquellos elementos en los que esta relación no es mayor que uno. Se usan para soportar carriles de grúas viajeras, vigas prefabricadas de concreto, armaduras de acero y otras estructuras similares. (Aspectos Fundamentales del concreto reforzado, 2005)

El dimensionamiento correcto de las ménsulas es de gran importancia, ya que en ellas se apoyan generalmente miembros estructurales de grandes dimensiones como en nuestro caso dos vigas L cuya dimensión es de 30.12 metros

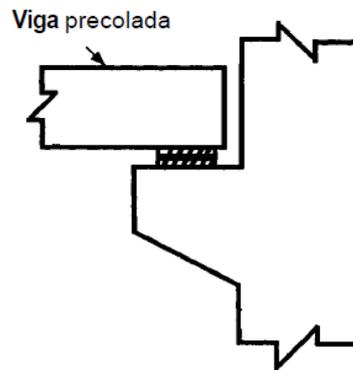


Figura 5.11 Aplicación de ménsula

Fuente: (Aspectos Fundamentales del concreto reforzado, 2005)

Los principales modos de falla a los cuales está sometida la ménsula son:

- a) Falla por flexión
- b) Falla por tensión diagonal
- c) Falla por cortante directo

El dimensionamiento de la ménsula y cálculo comprobado con la norma ACI se lo realizó en el software Cype cuyo detalle se muestra en la Lámina número 33 y comprobación en el Anexo número 12.

## 5.8 Neopreno

Los apoyos de material elastomérico son utilizados para soporte e interacción de cargas y movimientos solicitados entre vigas y columnas, se usan con mayor importancia en puentes, con variaciones de acuerdo a los requerimientos que impliquen su destino, de acuerdo a ello se clasificación como: simples, compuestos (stup), tipo cuña, deslizantes y anclados.

Para este proyecto se determinó el uso de apoyos tipo STUP, considerando las características establecidas a continuación

### Características

Los apoyos estructurales tipo STUP al ser compuestos son una aleación entre el material elastomérico y un refuerzo de acero estructural laminado A36, destinados a absorber desplazamientos horizontales en cualquier dirección, debido a que está compuesto de un elastómero macro molecular que admite grandes esfuerzos. Es necesario destacar que es muy resistente a condiciones ambientales externas destacando las siguientes:

- Resistente al ozono y a la mayoría de oxidantes químicos.
- Están diseñados para resistir las cargas pesadas, para grandes movimientos, así como absorber los movimientos en todas direcciones.
- Soportan la fuerza del viento, así como las fuerzas originadas por el esvía de las partes móviles.
- Placa interior de Acero Norma ASTM A36.
- Caucho de Neopreno vulcanizado de alta calidad.

### Detalle de neopreno

El fabricante diseña el modelo de neopreno de acuerdo a los requerimientos y dimensiones solicitadas por el destinatario.

Tabla 5.11 Características del compuesto elastomérico requeridas por la norma ASSHTO M251-90

Atributos	Requerido	Método de Ensayo
Dureza Shore A	60 +/-5	D 2240
Resistencia a la Rotura (Mpa)	15.5 mm.	D 412
Alargamiento a la rotura (%)	300 mm.	D 412
Resistencia al desgarro (kn/m)	32.7 min	D 624
Deformación permanente a la compresión (22 _ horas _ 100°C)	35%	D 395
Dureza Shore A (puntos)	+15 máx.	D 2240
Resistencia a la Rotura (%)	-15 máx.	D 412
Alargamiento a la rotura (%)	-40 máx.	D 412
Resistencia al ozono _50_ppcm_ 37°C_20%Tensión	Sin grietas	D 1149

Fuente: Norma ASSHTO M251-90

Los apoyos de neopreno (elastomérico) expuestos en la tabla 5.11 están fabricados de acuerdo con lo establecido en la norma ASSHTO M251-90, la cual cumplen con todos sus requisitos.

Se escogió el neopreno adecuado, con el asesoramiento de técnicos en el campo con las siguientes características.

Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (15X20X2.2) cm

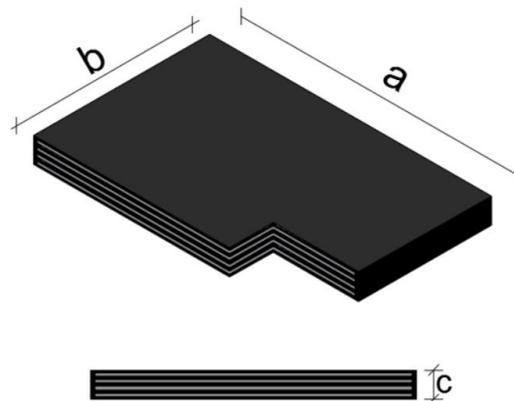


Figura 5.12 Detalle de neopreno  
Fuente: Norma ASSHTO M251-90

5.9 Diseño de losa para descansos.

El Servicio Ecuatoriano de Normalización NTE INEN 2245). ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS AL MEDIO FÍSICO. RAMPAS

Establece las siguientes características:

- a) El largo del descanso debe tener una dimensión mínima libre de obstáculos 1200 mm (Ver figura 5.13).

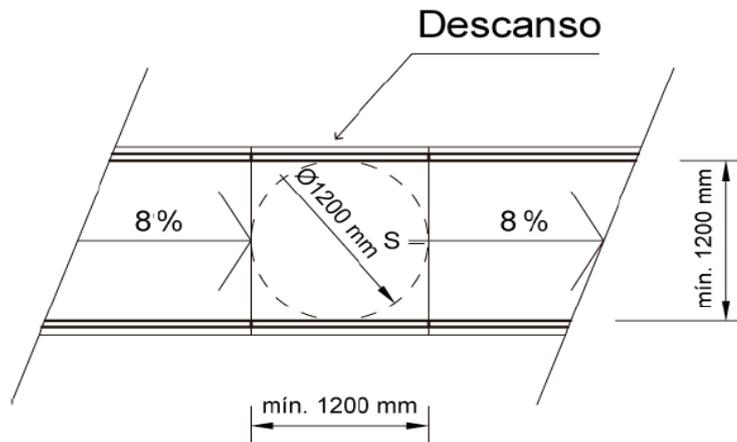


Figura 5.13 Especificación del literal a) para descansos  
Fuente: (NTE INEN 2245, 2016)

- b) De existir un cambio de dirección en el desarrollo de la rampa, se debe incorporar un descanso. Todo descanso debe permitir inscribir una circunferencia de diámetro mínimo libre de obstáculos de 1200 mm (ver figura 5.14).
- c) Se recomienda que en el ángulo interno del giro se elimine la arista cuando exista cambio de giro (ver figura 5.14).

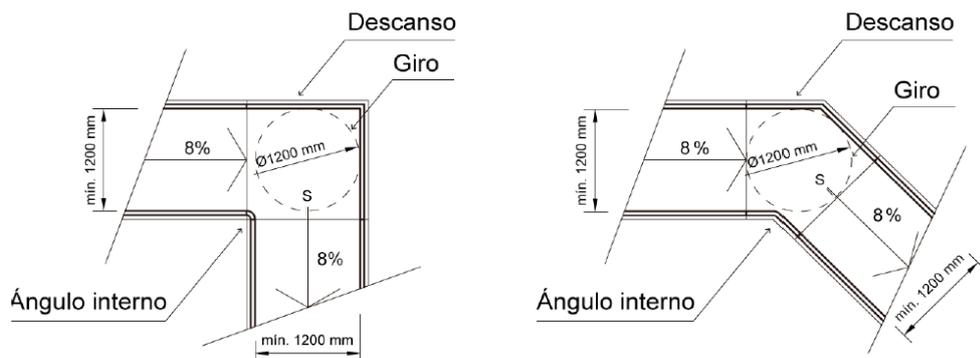


Figura 5.14 Especificación del literal b) y c) para descansos.  
Fuente: (NTE INEN 2245, 2016)

- d) En los casos de las rampas en las que el cambio de dirección es de 180 °, el ancho del descanso libre debe ser 1200 mm (ver figura 5.15).

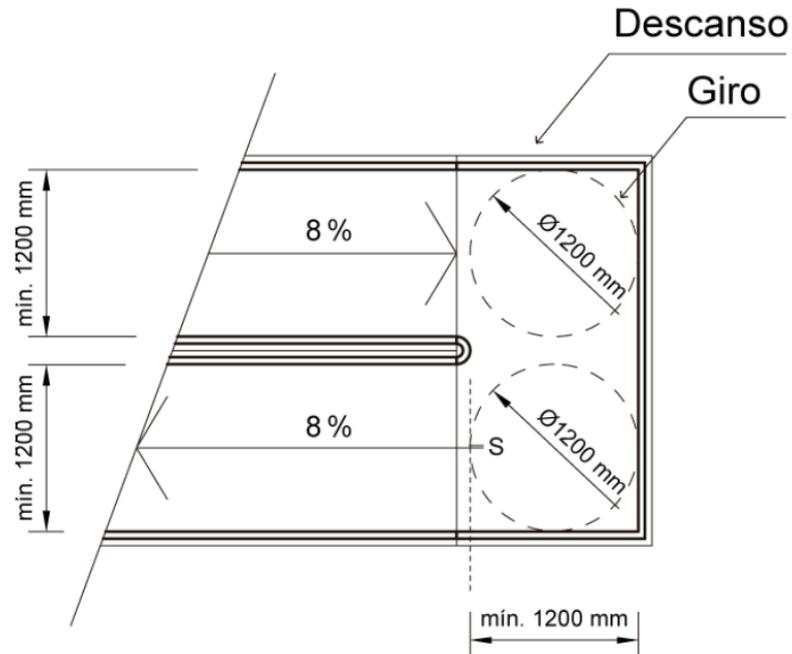


Figura 5.15 Especificación del literal d) para descansos

Fuente: (NTE INEN 2245, 2016)

Las dimensiones de los descansos tanto para la propuesta de diseño número uno y dos se tomará las medidas recomendadas por la INEN 2245.

### Diseño de losa

#### 5.9.1. Espesor mínimo de la losa

Tabla 5.12 Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	h mínimo
Simplemente apoyadas	1/20
Un extremo continuo	1/24
Ambos extremos continuos	1/28
En voladizo	1/10

Fuente: (ACI, 318S-14, Pág 94, 2014)

Relaciones aplicables para concreto de peso normal y  $f_y = 420$  MPa.

$$l = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = \frac{1,2 * 100}{10} = 12\text{cm}$$

Se tomará un espesor de losa de 14 cm.

5.9.2. Recubrimiento mínimo

Tabla 5.13 Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Fuente: (ACI, 314R-11, Pág 358, 2011)

La losa que se construirá en sitio debe tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos dado en la tabla 5.13, razón por la cual se tomará de 25 mm para el refuerzo negativo y 40mm para el refuerzo positivo.

5.9.3. Diseño a flexión

Datos:

Carga viva =  $415 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta =  $200 \text{ kg/m}^2$

Peso específico=  $2400 \text{ kg/m}^3$

$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

La resistencia a momento negativo o momento actuante ( $M_{a(-)}$ ) debe ser calculada suponiendo que la mitad de la carga distribuida mayorada actúa como carga puntual en el extremo del volado, y la otra mitad como carga distribuida sobre la longitud del voladizo. Esta resistencia a momento no debe ser menor que la requerida para en el apoyo exterior de la primera luz interior ni menor que  $1/3$  del momento positivo en la misma dirección del claro interior según: (ACI, 314R-11, Pág 49, 2011)

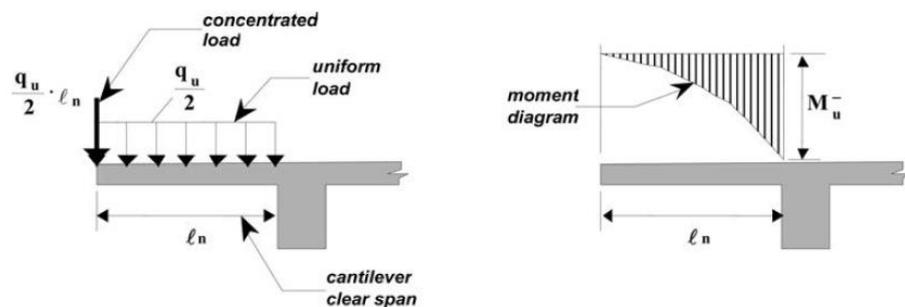


Figura 5.16 Cargas y momento negativo para una viga en voladizo

Fuente: (ACI, 314R-11, Pág 50, 2011)

Carga viva =  $415 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta adicional =  $200 \text{ kg/m}^2$

Peso propio=  $0,14 * 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta total=  $536 \text{ kg/m}^2$

$$q_u = 1,2 D + 1,6 L \quad (\text{Ecuación 41})$$

$$q_u = 1,2 (415) + 1,6 (536) = 1355,6 \frac{kg}{m^2} = 13,556 KN/m^2$$

$$\frac{q_u}{2} = \frac{13,556 kn/m^2}{2} = 6,778 KN/m^2 \quad (\text{Ecuación 42})$$

$$\frac{q_u * l_n}{2} = \frac{13,556 \frac{kn}{m^2} * 1,2m}{2} \quad (\text{Ecuación 43})$$

Fórmula 7.6.2 ACI314R-11

$$M = -P * l_n - \frac{3 * q_u * (l_n)^2}{4} \quad (\text{Ecuación 44})$$

$$M = -8,133 * 1,2 - \frac{3 * 6,778 * (1,2)^2}{4} = -17,08 KN.m$$

5.9.4. Refuerzo negativo a flexión

$$p = \frac{As}{b * d} \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$p = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right) \quad (\text{Ecuación 46})$$

$$p = 0,85 * \frac{24MPa}{420MPa} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{17,08}{1000} KN * m}{0,85 * 0,9 * 24MPa * 1m * (0,11m)^2}} \right)$$

$$p = 3,890E^{-3} \quad (\text{Ecuación 46})$$

$$As = 3,890E^{-3} * 100 * 11 = 4,27cm^2$$

5.9.5. Cuantía máxima y mínima

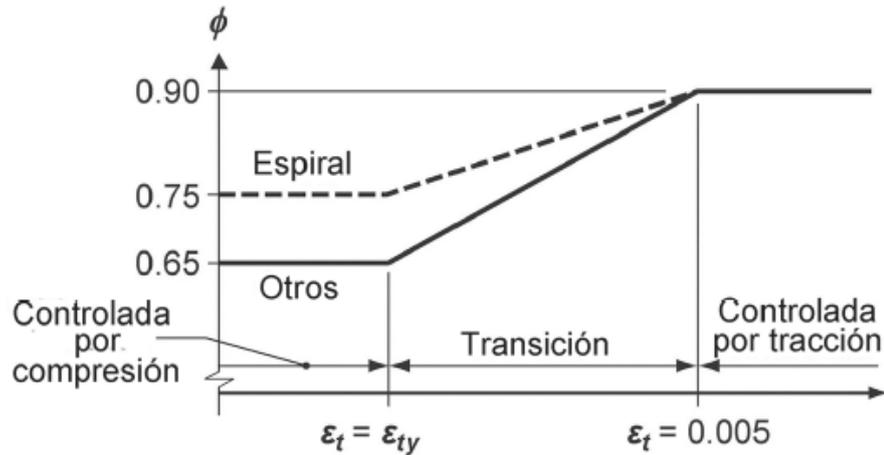


Figura 5.17 Variación de  $\Phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción  $\epsilon_t$ .

Fuente: (ACI, 314R-11, Pág 366, 2011)

La importancia de la gráfica, radica en el hecho de que, si se quiere diseñar para flexión y falla dúctil, se debe tomar valores de deformación sugeridos en la figura 5.17

Cuantía máxima

$$p_{max} = \alpha_1 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_c + \epsilon_y} \quad (\text{Ecuación 47})$$

$$p_{max} = 0,85 * 0,85 * \frac{24}{420} * \frac{0,003}{0,003 + 0,005} = 0,0155 \quad (\text{Ecuación 47})$$

Cuantía mínima

Según (ACI, 318S-08, Pág 106, 2008) 7.12.1 En las losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

$$p_{min} = 0,0018$$

5.9.6. Refuerzo positivo a flexión

$$A_{smin} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * 100cm * 11cm = 1,98 cm^2$$

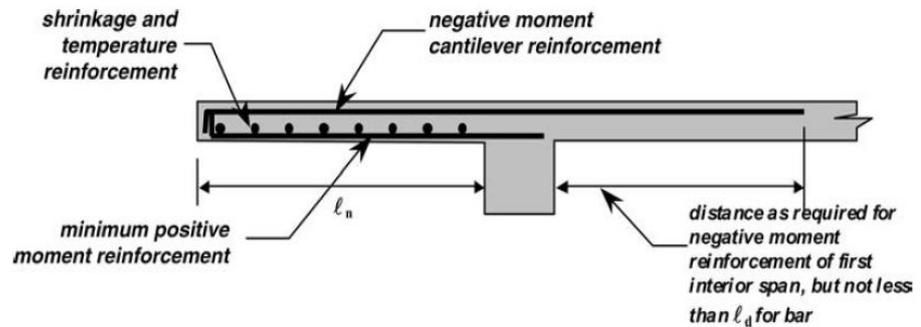


Figura 5.18 Detalle de armado de un volado  
Fuente: (ACI, 314R-11, Pág 50, 2011)

5.9.7. Resistencia a cortante

El cortante debe calcularse por unidad de ancho de la losa con la fórmula

$V_u = q_u * l_n$  donde  $q_u$  es la carga mayorada y  $l_n$  es la luz libre.

$$q_u = 13,556 KN/m^2$$

$$\phi V_C > V_U \quad (\text{Ecuación 48})$$

$V_U$ : Cortante actuante

$$\phi: 0,75$$

$V_C$ : Resistencia a cortante del hormigón

$$V_C = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 49})$$

$$V_U = 13,556 \frac{KN}{m^2} * 1,2m * 1m = 16,267 Kn$$

$$V_C = 0,17 * 1 * \sqrt{24MPa} * 1m(\text{ancho}) * 0,11m = 0,092 * 1000$$

$$V_C = 92KN$$

$$\phi V_C = 0,75 * 92KN = 69KN$$

$$\phi V_C > V_U \quad CUMPLE$$

El hormigón es suficiente para soportar el cortante sin necesidad de estribos.

#### 5.9.8. Detalle de refuerzo

Refuerzo negativo

$$A_s = 4,27cm^2 \text{ (Por metro de ancho)}$$

$$\text{Área de acero varilla de 12mm} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$4,27 \text{ cm}^2 \div 1,13 \text{ cm}^2 = 3,77 \text{ varillas} \approx 4 \text{ varillas}$$

1 varilla de 12mm cada 25cm.

Refuerzo positivo

$$A_s = 1,98cm^2 \text{ (Por metro de ancho)}$$

$$\text{Área de acero varilla de 10mm} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \div 0,79 \text{ cm}^2 = 2,5 \text{ varillas} \approx 3 \text{ varillas}$$

1 varilla de 10mm cada 30cm.

Refuerzo por temperatura y retracción

Según ACI 319S-14 7.7.6.2.1 el espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de 5h y 450mm.

1 varilla de 10mm cada 30cm.

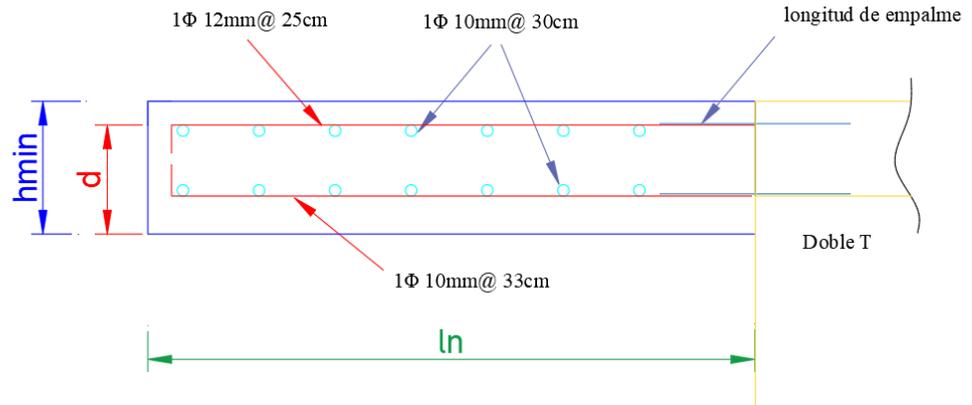


Figura 5.19 Detalle de armado de losa  
Fuente: Autores

Se llevará a cabo en obra el apuntalamiento de las losas correspondientes a descansos con el sistema adjunto en la Figura 5.19

## 5.10 Barandas

### Geometría

*American Association of State Highway and Transportation Officials*, capítulo 13 establece la siguiente geometría para barandas:

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060mm y para ciclistas no deberá ser menor que 1370 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro. Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

(A Policy on Geometric Design of Highways and Streets., 2001)

Para la propuesta de diseño de las rampas en vigas doble T y superestructura se tomará barandas de 1200mm de alto con bordillo de alto de 200 mm dando una altura de 1400mm, como se muestra en la Figura 5.11.

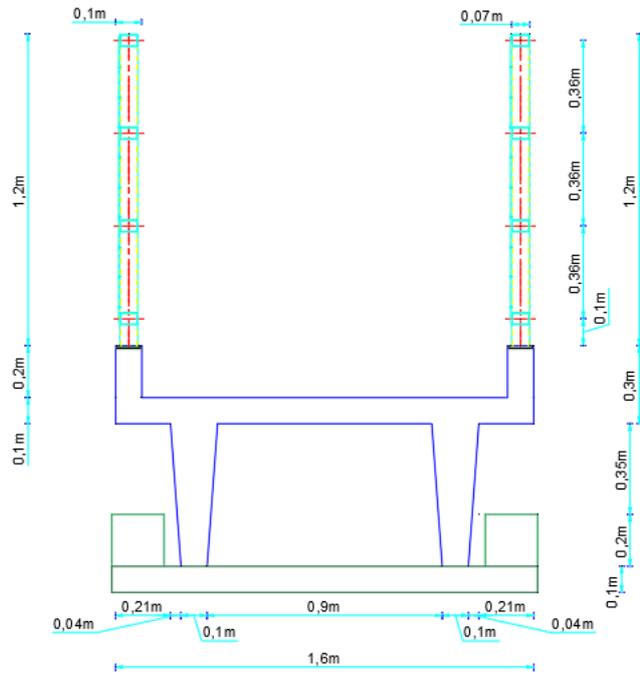


Figura 5.20 Detalle de barandales para viga Doble T  
Fuente: Autores

Las barandas estarán separas cada 1.2 metros las cuales estarán conformadas con malla de acero electrosoldada de Ø8mm @10cm, como se muestra en la Figura 5.12

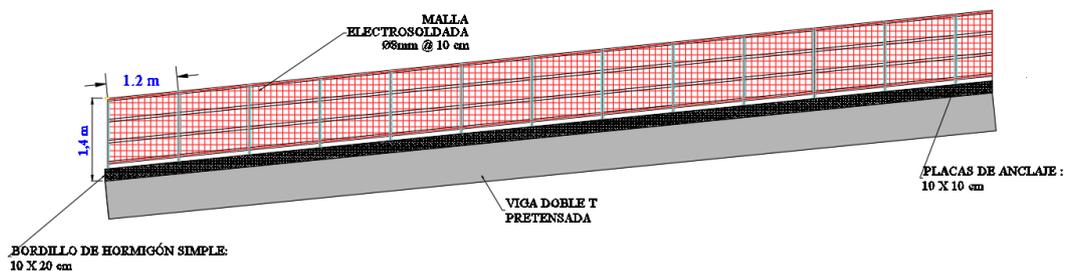


Figura 5.21 Detalle de malla electrosoldada para viga Doble T  
Fuente: Autores

La superestructura conformada en Viga L con una altura de 1300 mm se incorporará solamente pasamos teniendo una altura total de 1400mm, como se muestra en la Figura 5.13.

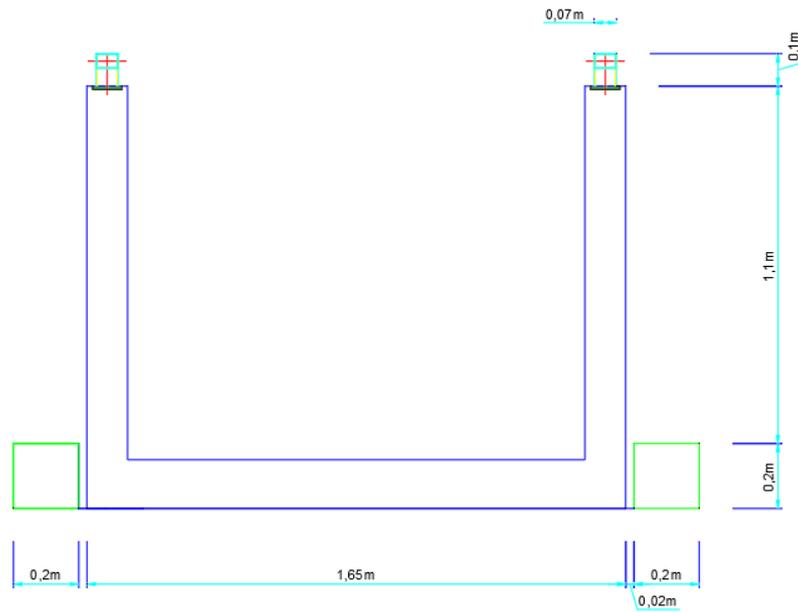


Figura 5.22 Detalle de pasamanos para viga L

Fuente: Autores

## CAPITULO 6

### Determinación del Costo y Tiempo de Construcción del Proyecto

Una vez concluidos los diseños estructurales de las dos propuestas para puentes peatonales, considerando que son sistemas mixtos, partiendo del análisis y diseño en hormigón pretensado para miembros estructurales como pasarelas (dobles T y vigas tipo L) y vigas doble T como camineras; y del diseño de la subestructura que consta de miembros estructurales como vigas, columnas y zapatas de hormigón armado. Se procede a determinar las cantidades de obra para la obtención del presupuesto referencial previo al análisis comparativo en costo y tiempo de ejecución del proyecto en comparación con los sistemas constructivos locales.

#### 6.1 Análisis comparativo de costos.

A continuación, se presentan tablas con valores que son el resultado de la cuantificación de volúmenes para la obtención del presupuesto referencial que corresponden a los diferentes rubros considerados para la ejecución del proyecto, el detalle para la obtención de dichos valores se muestra en el ANEXO 13

#### 6.2 Cuantificación de volúmenes de obra para la obtención del presupuesto referencial del proyecto “Puente Peatonal en base a Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado - Diseño de Superestructura con Dobles T”.

Volúmenes de obra en miembros estructurales de hormigón armado.

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los ejes (A, E)-2

Tabla 6.1 Volúmenes de acero y hormigón ejes (A, E)-2

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	2	645.92	8.30	15.00
Viga n+5.43	2	161.40	0.39	
Columnas	2	1090.00	2.08	22.30
<b>Total</b>		<b>1897.32</b>	<b>10.77</b>	<b>37.30</b>

Fuente: Autores

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A, E)-1.

Tabla 6.2 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, E)-1

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	<b>2</b>	<b>2034.16</b>	<b>21.46</b>	<b>22.96</b>
Viga n+5.30	<b>2</b>	<b>167.60</b>	<b>0.56</b>	
Columnas	<b>2</b>	<b>1784.00</b>	<b>3.14</b>	<b>28.26</b>
<b>Total</b>		<b>3985.76</b>	<b>25.16</b>	<b>51.22</b>

Fuente: Autores

Volúmenes de acero y hormigón para el miembro estructural que conforma el pórtico correspondiente al Eje C-1.

Tabla 6.3 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A-B, D-E)-5

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	<b>1</b>	<b>197.78</b>	<b>3.51</b>	<b>5.30</b>
Viga n+5.30	<b>1</b>	<b>176.50</b>	<b>0.52</b>	
Columnas	<b>1</b>	<b>569.00</b>	<b>1.59</b>	<b>14.13</b>
<b>Total</b>		<b>943.28</b>	<b>5.624</b>	<b>19.43</b>

Fuente: Autores

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A-B, D-E)-5

Tabla 6.4 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A-B, D-E)-5)

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	2	907.15	13.30	16.64
Viga n+2.5	2	250.80	0.78	
Columnas	2	1358.00	2.88	28.80
<b>Total</b>		<b>2515.95</b>	<b>16.96</b>	<b>45.44</b>

Fuente: Autores

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A, E)-3,4.

Tabla 6.5 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A.E)-3,4

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	2	1866.88	27.38	29.60
Viga n+1.00	2	335.20	1.60	
Viga n+4.00	2	330.40	1.37	
Columnas	2	3632.00	5.44	48.00
<b>Total</b>		<b>6164.48</b>	<b>35.79</b>	<b>77.60</b>

Fuente: Autores

Cuantificación de volúmenes de obra para los miembros estructurales de hormigón pretensado.

Volúmenes de hormigón

Tabla 6.6 Volumen de hormigón para viga Doble T. Propuesta 1.

<b>Volumen de hormigón</b>				
<b>Elemento</b>	<b>#elementos</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Área m2</b>	<b>Volumen m3</b>
Doble t	6	15.0748	0.314	28.40
Doble t	2	15.039	0.314	9.44
Doble t	1	15.105	0.314	4.74
Doble t	1	14.225	0.314	4.47
<b>Total (m3)</b>				<b>47.06</b>

Fuente: Autores

Acero de pretensado

Tabla 6.7 Longitud de acero total para viga Doble T. Propuesta 1

<b>Acero de pretensado</b>						
<b>Elemento</b>	<b>Diámetro (pulg)</b>	<b>#cables</b>	<b>Área</b>	<b>#elementos</b>	<b>Longitud</b>	<b>Long total(m)</b>
Doble t	7/16	12	0.7419	6	15.0748	1085.39
Doble t	7/16	12	0.7419	2	15.039	360.94
Doble t	7/16	12	0.7419	1	15.105	181.26
Doble t	7/16	12	0.7419	1	14.225	170.70
<b>Total (m)</b>						<b>1798.28</b>

Fuente: Autores

Acero de malla electrosoldada

Tabla 6.8 Acero de malla electrosoldada para Patín superior. Propuesta 1

<b>Acero de malla electrosoldada Patín superior</b>					
<b>#Elementos</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Área m2</b>	<b>Área total (m2)</b>
6	10mm @ 15	15.075	1.6	24.11968	144.72
2	10mm @ 15	15.039	1.6	24.0624	48.12
1	10mm @ 15	15.105	1.6	24.168	24.17
1	10mm @ 15	14.225	1.6	22.76	22.76
				<b>Total (m2)</b>	<b>239.77</b>

Fuente: Autores

Tabla 6.9 Acero de malla electrosoldada para viga Doble T (alma). Propuesta 1

<b>Acero de malla electrosoldada alma</b>					
<b>#Elementos</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Alto (m)</b>	<b>Área m2</b>	<b>Área total (m2)</b>
6	10mm @ 15	15.075	0.55	8.29114	49.75
2	10mm @ 15	15.039	0.55	8.27145	16.54
1	10mm @ 15	15.105	0.55	8.30775	8.31
1	10mm @ 15	14.225	0.55	7.82375	7.82
				<b>Total (m2)</b>	<b>82.42</b>

<b>Total, malla electrosoldada (m2)</b>	<b>322.19</b>
---	---------------

Fuente: Autores

Cuantificación de volúmenes para excavación de zapatas.

Tabla 6.10 Volumen de excavación para zapatas. Propuesta 1

<b>Detalle de volúmenes de excavación para zapatas propuesta 1</b>					
<b>Zapata</b>	<b>Dimensiones de zapatas</b>			<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vol. (m<sup>3</sup>)</b>
	<b>A (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>		
Ejes (a, e)-2	1.65	3.35	2.00	5.53	11.06
Ejes (a, e)-1	3.25	4.40	2.00	14.30	28.60
Ejes c-1	2.65	2.65	2.00	7.02	14.05
Ejes (a, d)-3,4	3.30	3.10	2.00	10.23	20.46
Ejes (a-b, d-e)-5	3.00	3.00	2.00	9.00	18.00
<b>Total</b>					<b>92.16</b>

Fuente: Autores

De la misma manera, se muestran tablas con valores que son el resultado de la cuantificación de volúmenes para la obtención del presupuesto referencial que corresponden a los diferentes rubros considerados para la ejecución del proyecto, el detalle para la obtención de dichos valores se muestra en el ANEXO 14

### 6.3 Cuantificación de volúmenes de obra para la obtención del presupuesto referencial del proyecto “Puente Peatonal en base a Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado - Diseño de Superestructura con Vigas Tipo L”.

Volúmenes de obra en miembros estructurales de hormigón armado.

Volúmenes de acero y hormigón para ménsulas en elementos correspondientes a los ejes (A, D)-1,1’.

Tabla 6.11 Volúmenes de acero y hormigón para ménsulas.

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>
Ménsula tipo	<b>4</b>	<b>115.56</b>	<b>0.64</b>

Fuente: Autores.

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A, D)-1,1’

Tabla 6.12 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, D)-1,1’

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	<b>2</b>	<b>1784.11</b>	<b>28.44</b>	<b>28.62</b>
Viga n+2.75	<b>2</b>	<b>71.20</b>	<b>0.36</b>	
Viga n+5.5	<b>2</b>	<b>61.6</b>	<b>0.37</b>	
Columnas	<b>2</b>	<b>2862.00</b>	<b>6.00</b>	<b>27.00</b>
<b>Total</b>		<b>4778.91</b>	<b>35.18</b>	<b>55.62</b>

Fuente: Autores.

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A, E)-2.

Tabla 6.13 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, E)-2.

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	2	987.58	12.6	16.8
Viga n+4.89	2	153.2	0.388	
Columnas	2	1344	2.42	23.42
<b>Total</b>		<b>2484.78</b>	<b>15.408</b>	<b>40.22</b>

Fuente: Autores.

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A-B, D-E)-5.

Tabla 6.14 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A-B, D-E)-5.

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	2	907.15	13.30	16.64
Viga n+2.5	2	250.80	0.78	
Columnas	2	1358.00	2.88	28.80
<b>Total</b>		<b>2515.95</b>	<b>16.96</b>	<b>45.44</b>

Fuente: Autores.

Volúmenes de acero y hormigón para los miembros estructurales que conforman los pórticos correspondientes a los Ejes (A, E)-3,4.

Tabla 6.15 Volúmenes de acero y hormigón Ejes (A, E)-3,4.

<b>Elemento</b>	<b># unidades</b>	<b>Peso total acero (kg)</b>	<b>Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Encofrado (m<sup>2</sup>)</b>
Fundación	2	1866.88	27.38	29.60
Viga n+1.00	2	335.20	1.60	
Viga n+4.00	2	330.40	1.37	
Columnas	2	3632.00	5.44	48.00
<b>Total</b>		<b>6164.48</b>	<b>35.79</b>	<b>77.60</b>

Fuente: Autores.

Cuantificación de volúmenes de obra para los miembros estructurales de hormigón pretensado

Volúmenes de hormigón

Tabla 6.16 Volumen de hormigón para viga Doble T. Propuesta 2.

### Volumen en vigas pretensadas (m3)

<b>Elemento</b>	<b># elementos</b>	<b>Long (m)</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>
Doble t	6	15.07	0.31	28.03
Doble t	2	11.52	0.31	7.14
Viga l	2	30.13	0.27	16.27
Total (m3)				51.44

Fuente: Autores.

Acero de pretensado

Tabla 6.17 Longitud de acero total para viga Doble T y viga L. Propuesta 2

Acero de pretensado

Elemento	Diámetro (pulg)	# cables	Área (cm <sup>2</sup> )	# elementos	Long (m)	Long total	Fy (kg/cm <sup>2</sup> )
Doble t	7/16	12	0.74	6	15.07	1085.39	17000
Doble t	7/16	12	0.74	2	11.52	276.48	17000
Viga l	1/2	18	0.99	2	30.13	1084.68	17000

Long. Total doble t (m)	<b>1361.87</b>
Long. Total viga l (m)	<b>1084.68</b>

Fuente: Autores.

Acero en barras

Tabla 6.18 Acero en barras. Propuesta 2

Acero en barras viga L

Acero para viga L										
Viga l	Tipo	Φ	#	Dimensiones					Desarrollo	
				A	B	C	G	Parcial	# vigas	Total
Longitudinal	I	12	4	30.13				30.13	2	241.04
Longitudinal	I	10	6	30.13				30.13	2	361.56
Estribos 1	O	10	121	0.16	1.5		0.14	1.83	2	443.83
Estrubos 2	O	10	121	0.24	0.1		0.14	0.50	2	122.74
Estribo de amre	C	10	363	0.06			0.14	0.24	2	174.24
Resumen										
Φ	Desarrollo total		Kg/m		Peso(kg)					
10	1102.37		0.617		680.16					
12	241.04		0.888		214.04					
Total (m)	1343.41		Total (kg/m)		894.21					

Fuente: Autores.

Acero de malla electrosoldada

Tabla 6.19 Acero de malla electrosoldada para Patín superior y alma. Propuesta 2

<b>Acero para malla electrosoldada en dobles t</b>					
<b>Acero de malla electrosoldada patín superior</b>					
<b>#elementos</b>	<b>Diametro</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Área m2</b>	<b>Área total (m2)</b>
6	10mm @ 15	15.075	1.6	24.11968	144.72
2	10mm @ 15	11.520	1.6	18.432	36.86
				<b>Total (m2)</b>	<b>181.58</b>
<b>Acero de malla electrosoldada alma</b>					
<b>#elementos</b>	<b>Diametro</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Alto (m)</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Área total (m2)</b>
6	10mm @ 15	15.08	0.55	8.29	49.75
2	10mm @ 15	11.52	0.55	6.34	12.67
				<b>Total (m2)</b>	<b>62.42</b>
<b>Total, malla electrosoldada (m2)</b>				<b>244.00</b>	

Fuente: Autores.

Cuantificación de volúmenes para excavación de zapatas.

Tabla 6.20 Volumen de excavación para zapatas. Propuesta 2

<b>Detalle de volúmenes de excavación para zapatas propuesta 2</b>					
<b>Zapata</b>	<b>Dimensiones de zapatas</b>			<b>Área (m2)</b>	<b>Vol. (m3)</b>
	<b>A (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>		
Ejes (a, d)-1,1'	4.05	3.90	2.00	15.80	31.59
Ejes (a, d)-2	3.70	3.70	2.00	13.69	27.38
Ejes (a, d)-3,4	3.00	3.00	2.00	9.00	18.00
Ejes (a-b, c-d)-5	3.30	3.10	2.00	10.23	20.46
				<b>Total</b>	<b>97.43</b>

Fuente: Autores.

Por lo tanto, considerando los rubros antes detallados y mediante la obtención de precios de la construcción establecidos en fuentes determinadas como: Generador de precios CYPE, Precios de la construcción- Cámara de la Construcción de Cuenca, precios de obras en ejecución y obtención de valores que respectan a elementos pretensados mediante el asesoramiento de técnicos de la localidad, se obtiene el detalle del presupuesto referencial total para la construcción de los pasos elevados establecidos en éste proyecto , mismos que contienen todos los rubros que consideran la ejecución de la obra desde su etapa inicial, hasta su conclusión. Tabla 6.21 y Tabla 6.22

Tabla 6.21 Presupuesto referencial de puente peatonal con vigas doble T pretensadas para la superestructura

**PROYECTO: DISEÑO DE PASO PEATONAL ELEVADO EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS EN HORMIGÓN PRETENSADO**

**PRESUPUESTO REFERENCIAL DE PUENTE PEATONAL CON VIGAS DOBLE T PRETENSADAS PARA LA SUPERESTRUCTURA**

SEQ.	RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	100	Excavación de plintos	m3	96.77	9.43	912.52
2	100-1	Relleno compactado con material de sitio	m3	67.74	2.95	199.83
3	100-2	Desalojo de material con volqueta	m3.km	125.80	4.17	524.58
5	200	Replanteo de Hormigón -f'c=100 kg/cm <sup>2</sup> (10 MPa)	m3	4.84	67.93	328.67
4	200-1	Hormigón f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> (28 MPa), tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba, incluye encofrado	m3	99.02	180.47	17,869.24
6	200-2	Hormigón f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> (21 MPa), tamaño máximo del agregado 19 mm, consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba, incluye encofrado	m3	9.10	143.47	1,305.16
7	300	Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (15X20X2.2) cm	u	8.40	33.59	282.16
8	300-1	Apoyo neopreno tipo stup, dureza 60 (12X12X2.2) cm	u	29.40	25.54	750.88
9	400	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup> ), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	kg	16,285.07	2.42	39,409.87
10	500	Tubería para subdren - (PVC perforada, diám. = 3"/75 mm)	m	4.20	3.23	13.57
11	600	Barandales de acero para puentes - (peso = 25,43 kg/m - ASTM A-36)	m	124.83	88.22	11,012.68
12	700	Costos de fabricación, transporte y montaje de miembros estructurales prefabricados de hormigón pretensado- Dobles T				30,125.15
					Subtotal	102,734.29
					IVA 12%	12,328.11
					<b>Total</b>	<b>115,062.41</b>

Tabla 6.22 Presupuesto referencial de puente peatonal con vigas L pretensadas para la superestructura.

**PROYECTO: DISEÑO DE PASO PEATONAL ELEVADO EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS EN HORMIGÓN PRETENSADO**

**PRESUPUESTO REFERENCIAL DE PUENTE PEATONAL CON VIGAS "L" PRETENSADAS PARA LA SUPERESTRUCTURA**

SEQ.	RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	100	Excavación de plintos	m3	102.30	9.43	964.70
2	100-1	Relleno compactado con material de sitio	m3	71.61	2.95	211.25
3	100-2	Desalojo de material con volqueta	m3.km	132.99	4.17	554.58
4	200-1	Hormigón f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> (28 MPa), tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba, incluye encofrado	m3	109.17	180.47	19,701.64
5	200	Replanteo de Hormigón -f'c=100 kg/cm <sup>2</sup> (10 MPa)	m3	5.12	67.93	347.47
6	200-2	Hormigón f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> (21 MPa), tamaño máximo del agregado 19 mm, consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba, incluye encofrado	m3	7.57	143.47	1,085.84
7	300	Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (15X20X2.2) cm	u	8.40	33.59	282.16
8	300-1	Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (12X12X2.2) cm	u	29.40	25.54	750.88
9	400	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> ), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	kg	16,863.98	2.42	40,810.82
	400-1	Pasamanos de acero inoxidable tubo hueco de acero inoxidable AISI 304, acabado pulido brillante, de 43 mm de diámetro	m	63.27	52.15	3,299.69
10	500	Tubería para subdren - (PVC perforada, diám. = 3"/75 mm)	m	4.20	3.23	13.57
11	600	Barandales de acero para puentes - (peso = 25,43 kg/m - ASTM A-36)	m	55.84	88.22	4,926.12
12	700	Costos de fabricación, transporte y montaje de miembros estructurales prefabricados de hormigón pretensado- Vigas L				38,000.61
					Subtotal	110,949.31
					IVA 12%	13,313.92
					<b>Total</b>	<b>124,263.23</b>

Fuente: Autores

## 6.4 Detalle referencial de costo y tiempo de ejecución en puentes peatonales locales.

Para el análisis comparativo se toma como modelo el presupuesto y tiempo constructivo de pasos elevados peatonales implementados en la localidad y que, al emplear diferentes técnicas y procesos de construcción, constan de diferentes rubros y valores de ejecución, detallados a continuación.

Tabla 6.23 Presupuesto referencial de puentes locales

PRESUPUESTO DE PUENTE TIPO					
SEQ	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
110	Excavación y relleno para puentes	m3	291.48	7.06	2,057.85
111	Transporte de material de excavación (transporte libre 500 m)	m3.km	2,623.32	0.22	577.13
112	Hormigón de cemento Portland clase E - ( $f_c = 180$ kg/cm <sup>2</sup> )	m3	11.34	88.35	1,001.89
113	Hormigón de cemento Portland clase F - ( $f_c = 180$ kg/cm <sup>2</sup> ; ciclópeo)	m3	24.89	70.61	1,757.13
114	Hormigón estructural de cemento portland clase B - ( $f_c = 240$ kg/cm <sup>2</sup> )	m3	130.20	143.04	18,623.81
115	Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (15X20X2.2) cm	u	8.40	33.59	282.16
116	Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (12X12X2.2) cm	u	21.00	25.54	536.34
117	Acero de refuerzo en barras - ( $f_y = 4200$ kg/cm <sup>2</sup> )	kg	14,608.44	2.09	30,531.64
118	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural - (ASTM A-36)	kg	26,907.62	2.82	75,879.47
119	Limpieza y pintura del acero estructural	kg	26,907.62	0.31	8,341.36
120	Tubería para subdren - (PVC perforada, diám. = 3"/75 mm)	m	4.20	3.23	13.57
121	Barandales de acero para puentes - (peso = 25,43 kg/m - ASTM A-36)	m	410.87	88.22	36,246.51
122	Cerramiento de alambre tejido y postes de acero; incluye: malla galvanizada 50/10, postes de acero galvanizado de diám. =2", altura libre= 3 m, bloque de cimentación (h= 60 cm., b= 40cm) y cadena de amarre (h=40 cm., b=40 cm.)	m	105.00	82.39	8,650.95
	<b>Total, Puente Peatonal</b>				<b>184,499.80</b>

Fuente: Ministerio de Transporte y Obras Publicas

La tabla 6.23 presenta el detalle que rige el presupuesto de la obra considerando todos los rubros requeridos para la construcción del paso desde una etapa inicial hasta su culminación en un periodo de tres meses, con un valor de \$ 184499.80

#### 6.5 Análisis comparativo de tiempo

Para el análisis comparativo del tiempo de ejecución del proyecto en el ámbito constructivo, se elaboró un cronograma de actividades de acuerdo a los rubros establecidos para ejecución del proyecto, y cuyos tiempos de realización han sido delimitados de una manera referencial de acuerdo a las cantidades de obra, mismos que se detallan en la Figura 6.1 y Figura 6.2 para los proyectos propuestos.

Figura 6.1 Cronograma De Actividades Propuesta de Diseño Uno

Fuente: Autores

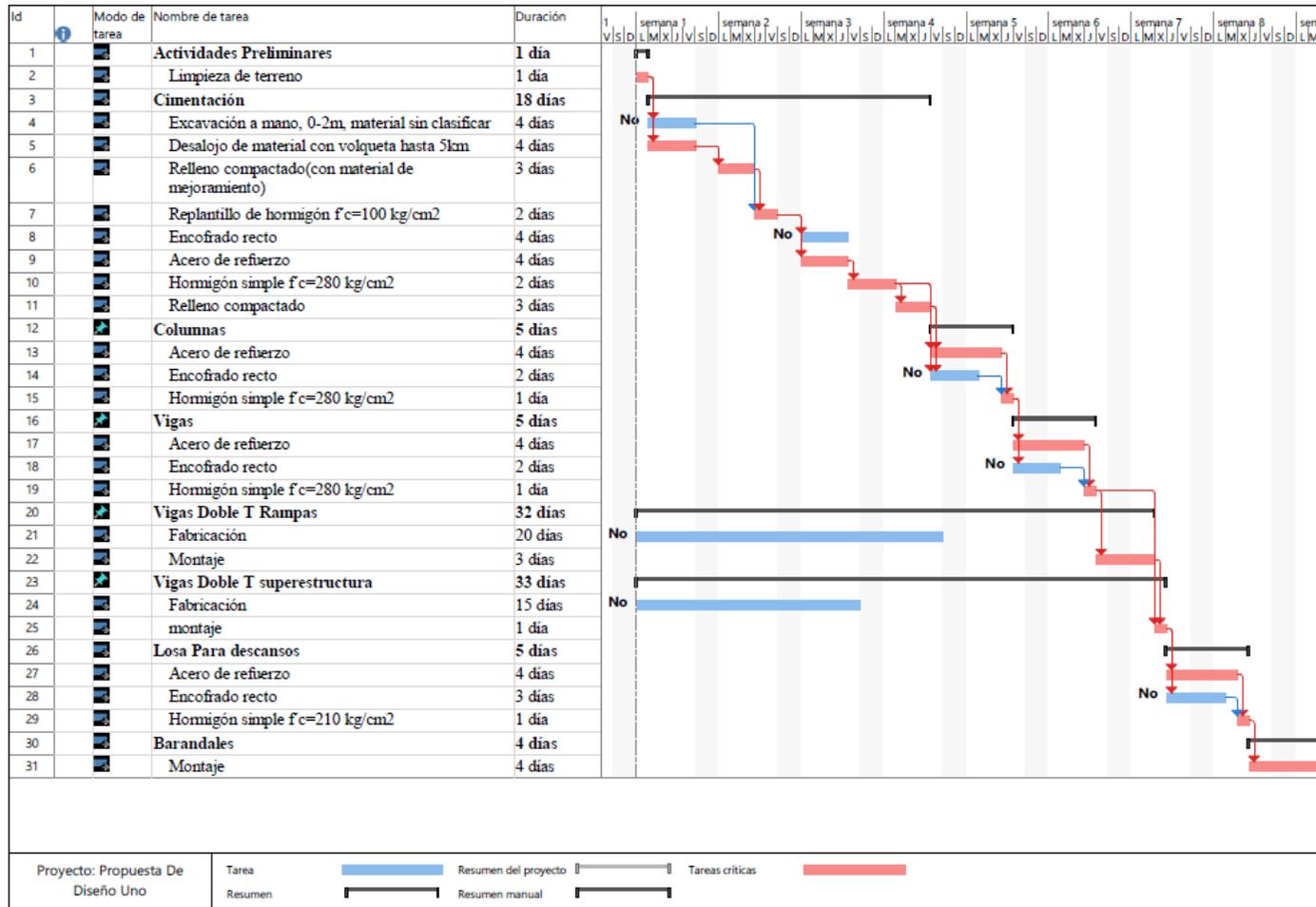
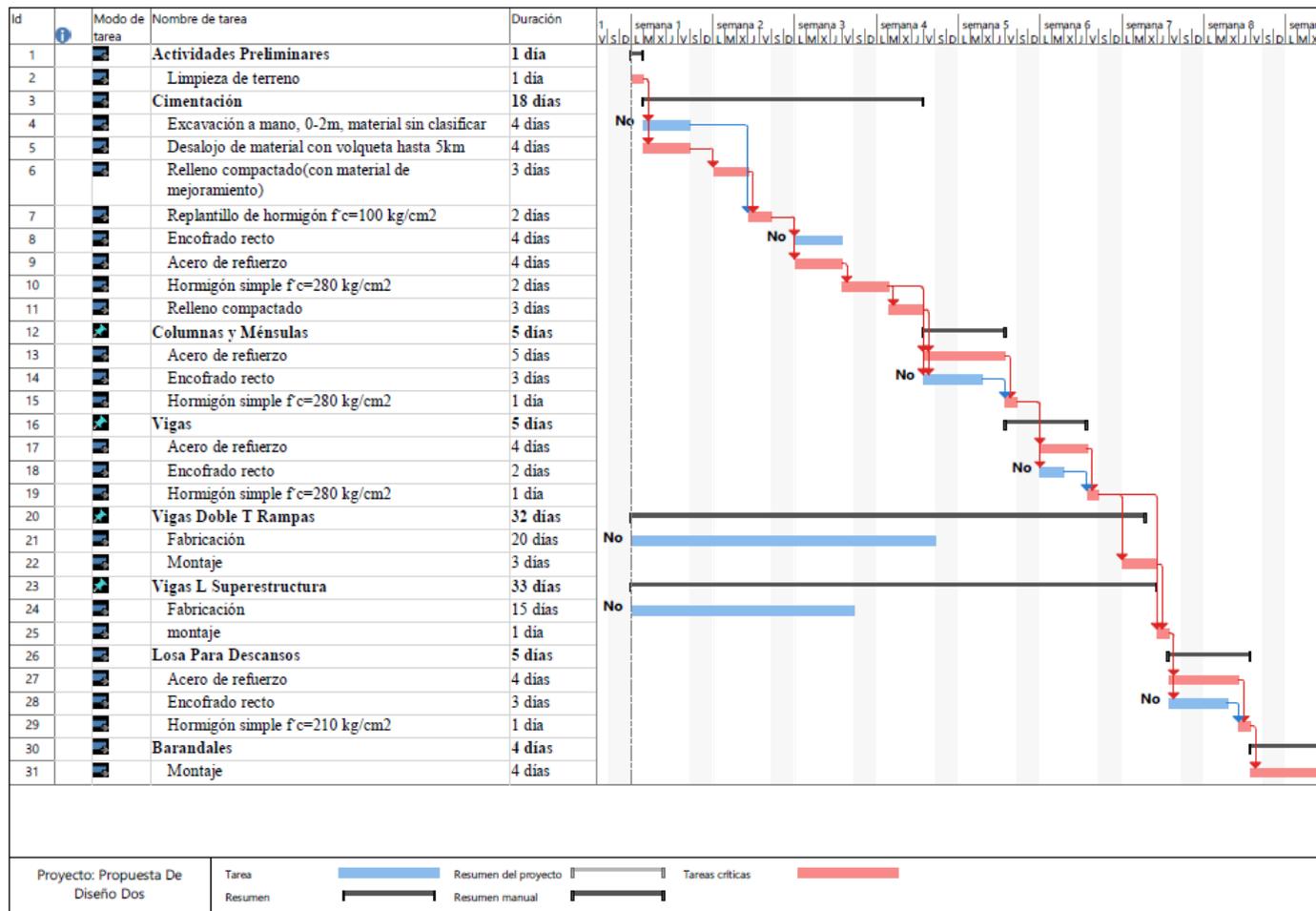


Figura 6.2 Cronograma De Actividades Propuesta de Diseño Dos

Fuente: Autores



## CONCLUSIONES

Para el proyecto se planteó y diseñó dos modelos de pasos elevados en base a elementos prefabricados de hormigón pretensado, con variaciones en el diseño y modelado, mismos que fueron objetos de un análisis comparativo con puentes peatonales locales que constan de un método de diseño diferente para las camineras y superestructura al tener un sistema de placas colaborantes combinadas con vigas de acero.

El estudio de técnicas constructivas innovadoras, conlleva a promover el uso e implementación de las mismas en el medio que lo requiera, es importante mencionar que las especificaciones técnicas establecidas para el proceso de pretensado, se rigen a normas constructivas plasmadas en la ACI, AASHTO, PCI y otras, por lo tanto, garantizan seguridad en el diseño y construcción.

El uso de miembros estructurales con sistemas prefabricados de hormigón pretensado reduce el tiempo constructivo en cuanto al cronograma de actividades debido a que, mediante el proceso de construcción en sitio de los diferentes miembros estructurales que lo requieren, simultáneamente los prefabricados se encuentran en proceso de elaboración y fraguado en fábrica previos a su montaje en obra, reduciendo de manera significativa la obstrucción vehicular, generando de esta manera confort para quienes hacen uso de la avenida de las Américas. Mediante el asesoramiento de técnicos en la construcción se estableció un tiempo referencial de dos meses de ejecución de los puentes con sistemas prefabricados, en comparación del tiempo referencial establecido para el sistema constructivo sujeto al análisis comparativo, en un lapso de ejecución de tres meses.

En cuanto a costos, se puede notar una variación importante en el presupuesto referencial para los puentes con sistemas constructivos en base a placas colaborantes y vigas metálicas con respecto a los puentes propuestos en este proyecto; se determinó así, que usar elementos prefabricados en hormigón pretensado conduce a lograr precios menores a los usados localmente teniendo como resultados variaciones de \$50.000 aproximadamente considerando costos directos e indirectos.

## BIBLIOGRAFÍA

- (2010). En F. Carrasco, *Hormigón Pretensado*, Pág 151. Cuenca: Monsalve Moreno Cia.Ltda.
- (2010). En F. Carrasco, *Hormigon Pretensado*, Pág 137. Cuenca: Monsalve Moreno Cia. Ltda.
- (2010). En F. Carrasco, *Hormigón Pretensado*, Pág 155. Cuenca: Monsalve Moreno Cia. Ltda.
- A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. (2001). En A. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, Dc.
- AASHTO, A. A. (1997). *GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES*. Washington, Dc.
- ACI, 314R-11, Pág 358. (2011). En American Concrete Institute, *Guide to Simplified Desing For Reinforced Concrete Buildings*. Farmington Hills.
- ACI, 314R-11, Pág 366. (2011). En American Concrete Institute, *Guide to Simplified Desing For Reinforced Concrete*. Farmington Hills.
- ACI, 314R-11, Pág 49. (2011). En American Concrete Institute, *Guide to Simplified Desing For Reinforced Concrete Buildings*. Farmington Hills.
- ACI, 314R-11, Pág 50. (2011). En A. C. Institute, *Guide to Simplified Desing For Reinforced Concrete Buildings*. Farmington Hills.
- ACI, 318 S; Pág 175 -176. (2008). En A. C. Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigon Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08 ; Pág 297. (2008). En American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigón Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08, Pág 106. (2008). En A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08, Pág 131. (2008). En A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Hormigon Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08; Pág 125. (2008). En American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigón Estructural y Comentarios*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08; Pág 165. (2008). En American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigon Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-14, Pág 94. (2014). En A. C. Institute, *Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08; Pág 178. (2008). En American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigón Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08; Pág 302. (2008). En A. C. Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigón Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- ACI, 318S-08; Pág 303. (2008). En American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigon Estructural y Comentario*. Farmington Hills.

- ACI; 318S-08 ;Pág 175. (2008). En American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para Hormigón Estructural y Comentario*. Farmington Hills.
- Aspectos Fundamentales del concreto reforzado. (2005). En O. M. Cuevas. Mexico: Limusa.
- Carrasco, F. C. (2010). *Hormigon pretensado diseño de elementos isostaticos*. Cuenca: Monsalve Moreno Cia.Ltda.
- Empresa pública municipal de movilidad tránsito y transporte de Cuenca*. (26 de Julio de 2017). Obtenido de EMOV: [www.emov.gob.ec](http://www.emov.gob.ec)
- Godinez Melgares, G. (2010). *Diseño y construccion de Puentes*. Santiago de Cuba: Universidad de Oriente.
- Institute, A. C. (2013). ACI CONCRETE TERMINOLOGY. *ACI CONCRETE TERMINOLOGY CT-13*, 50-51.
- Melgares, D. G. (2010). *Diseño y Construcción de Puentes*. Santiago de Cuba: Universidad De Oriente.
- NEVI 12 MTOP, M. D. (2013). *VOLUMEN N°2 - NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑOS VIALES*. Quito.
- Non-Tensioned Steel in Prestress Concrete Beams. (February 1970). En Branson and Shaikn, *PCI Journal*, V.15, No 1.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC. (s.f.). En *Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. Quito.
- NTE INEN 2243, S. E. (2016). *ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD Y MOVILIDAD REDUCIDA AL MEDIO FÍSICO. VÍAS DE CIRCULACIÓN PEATONAL*. Quito.
- NTE INEN 2245, S. E. (2016). *ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS AL MEDIO FISICO. RAMPAS*. Quito.
- Precast and Prestressed Concrete, Pág 4-71,4-72. (s.f.). En *PCI desing handbook*. Chicago: Illinois 60604.
- Precast and Prestressed Concrete, Pág 8-4. (s.f.). En *PCI design handbook*. Chicago: Illinois 60604.
- Rodriguez Diaz, C. R. (2009). *Construcción, pruebas de caraga y análisis de vigas pre-esforzadas utilizando hormigón de alto desempeño*. Guayaquil-Ecuador: Escuela superior politécnica del litoral.

ANEXO 1 Modelo de cálculo para vigas

**Calculo Estructural en CYPE Viga**

**Modelo de Diseño**

**EJE (B, A)5 - EJE (C, D)5**

**DISEÑO DE ELEMENTO: Viga – C2, EJE (B, A)5 - EJE (C, D)5**

**1.- DESCRIPCIÓN**

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 0.4x0.3
	Luz libre : 1.2 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
Materiales	
Hormigón : $f'c=280$	
Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica)	
Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)	

## 2.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-202: C1 - C2 (C1 - C2, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

### Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a  $s_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$44 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{20.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \frac{15}{\quad} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción,  $A_s$ , no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . Los requisitos no necesitan ser aplicados si el  $A_s$  proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$6.03 \text{ cm}^2 \geq 5.37 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$ : Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \frac{4.03}{\quad} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción,  $A_s$ , no debe ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 3.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{s,min}$ : Valor máximo de  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ .

$$A_{s,min} : \frac{3.23}{\quad} \text{ cm}^2$$


---

$$A_{s1} : 3.03 \text{ cm}^2$$


---

$$A_{s2} : 3.23 \text{ cm}^2$$


---

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$$


---

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$


---

$b_w$ : Ancho del alma.

$$b_w : 400 \text{ mm}$$


---

$d$ : Canto útil de la sección.

$$d : 238 \text{ mm}$$


---

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)**

Se debe satisfacer:

$$\eta : 0.252 \quad \checkmark$$


---

Donde:

---

$V_{u,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : 8.114 \quad t$$

$V_{n,y}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{n,y} : \frac{32.159}{\quad} \quad t$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \frac{42.879}{\quad} \quad t$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \frac{8.972}{\quad} \quad t$$

$$([\text{MPa}] f'_c)$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \frac{14.750}{\quad} \quad t$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

---

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.  $f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$

$\rho_w : 0.013$

Siendo:

$A_s$ : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$b_w : 400 \text{ mm}$

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$d : 238 \text{ mm}$

$M_m : 5.042 \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección.

$M_u : -5.042 \text{ t}\cdot\text{m}$

$N_u$ : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

---

$$N_u : 0.000 \quad t$$

**h:** Altura de un elemento.

$$h : 300.000 \quad \text{mm}$$

**A<sub>g</sub>:** Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : 1200.00 \quad \text{cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : 45.222 \quad t$$

V<sub>s</sub> no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : 33.907 \quad t$$

([MPa] f'<sub>c</sub>)

Donde:

**A<sub>v</sub>:** Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s.

$$A_v : 2.26 \quad \text{cm}^2$$

**f<sub>yt</sub>:** Resistencia específica a la fluencia f<sub>yt</sub> del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : 4200.00 \quad \text{kp/cm}^2$$

**d:** Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

---

$$d : 238 \text{ mm}$$

**s**: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : 50 \text{ mm}$$

**f'<sub>c</sub>**: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$$

**b<sub>w</sub>**: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : 400 \text{ mm}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $s_{max}$  (Artículo 11.4.5):

Donde:

**s<sub>max</sub>**: Valor mínimo de  $s_1$ ,  $s_2$ .

$$s_{max} : 120 \text{ mm}$$

$$s_1 : 120 \text{ mm}$$

$$s_2 : 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

---

$$d : 238 \text{ mm}$$

**Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.**

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.17 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : 0.16 \text{ cm}^2$$

([MPa]  $f'_c$  y  $f_{yt}$ )

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : 0.17 \text{ cm}^2$$

([MPa]  $f_{yt}$ )

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

---

$$b_w : 400 \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : 50 \text{ mm}$$

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)** (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : 0.352 \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : 8.962 \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : 8.962 \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

---

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{33.907 \text{ t}}$$

El refuerzo transversal en la longitud lo debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c = 0$  cuando la fuerza axial de compresión mayorada,  $P_u$ , incluyendo el efecto sísmico es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

$$V_c : \underline{0.000 \text{ t}}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$: \underline{45.222 \text{ t}}$$

$V_s$  no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{33.907 \text{ t}}$$

([MPa]  $f'_c$ )

Donde:

$A_v$ : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento  $s$ .

$$A_v : \underline{2.26 \text{ cm}^2}$$

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

---

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

**d:** Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{238} \quad \text{mm}$$

**s:** Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{50} \quad \text{mm}$$

**f'c:** Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{280.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

**b<sub>w</sub>:** Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \quad \text{mm}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $s_{max}$  (Artículo 11.4.5):

$$50 \text{ mm} \leq 115 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**s<sub>max</sub>:** Valor mínimo de  $s_1, s_2$ .

$$s_{max} : \underline{115} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{115} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

---

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 230 \text{ mm}$$

**Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.**

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.17 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : 0.16$$

([MPa]  $f'_c$  y  $f_{yt}$ )

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : 0.17 \text{ cm}^2$$

([MPa]  $f_{yt}$ )

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

---

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)**

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.901} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-8.944} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : -9.930 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

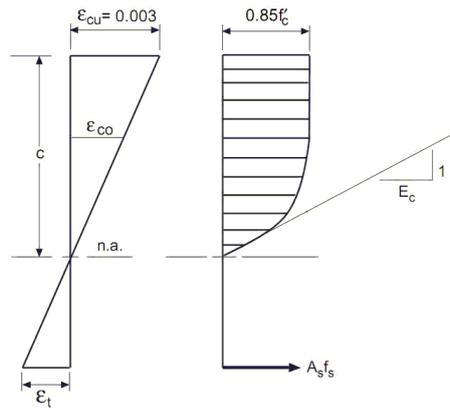
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

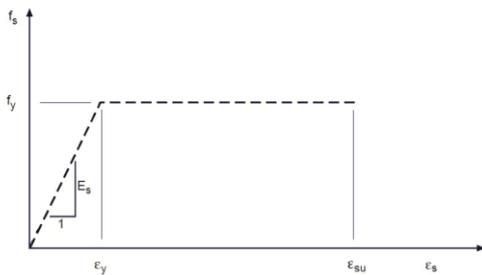
El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

---



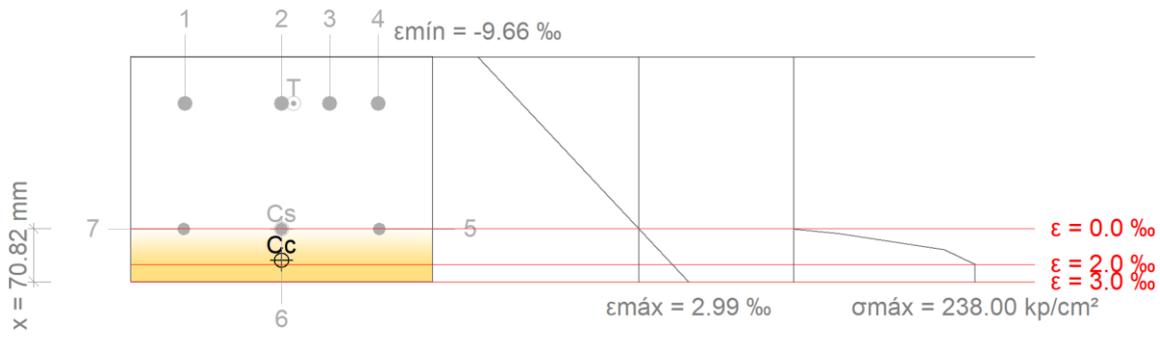
$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.	$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.	$\epsilon_{cu} : 0.0030$
$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.	$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$
--	---------------------------------

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	-4200.00	-0.007047
2	Ø20	0.00	88.00	-4200.00	-0.007047
3	Ø20	64.00	88.00	-4200.00	-0.007047
4	Ø20	128.00	88.00	-4200.00	-0.007047
5	Ø16	130.00	-80.00	+70.29	+0.000034
6	Ø16	0.00	-80.00	+70.29	+0.000034
7	Ø16	-130.00	-80.00	+70.29	+0.000034

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	52.362	0.00	-121.36
Cs	0.424	0.00	-80.00
T	52.786	0.00	88.00

$P_n$  : 0.000 t

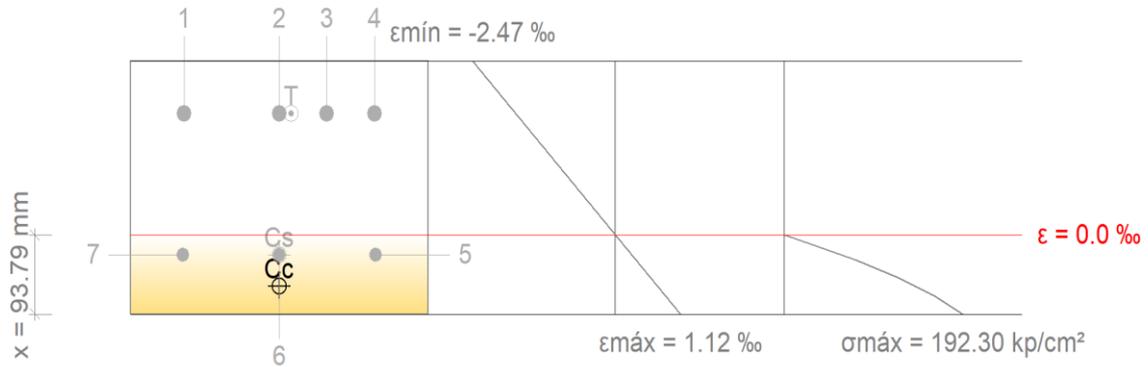
$$M_{n,x} : -11.034 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c$	: 52.362 t
$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s$	: 0.424 t
$T$ : Resultante de tracciones en el acero.	$T$	: 52.786 t
$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	: 0.00 mm
	$e_{cc,y}$	: -121.36 mm
$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	: 0.00 mm
	$e_{cs,y}$	: -80.00 mm
$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$	: 0.00 mm
	$e_{T,y}$	: 88.00 mm
$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$\epsilon_{cmax}$	: 0.0030
$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$\epsilon_{smax}$	: 0.0070
$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$\sigma_{cmax}$	: 238.00 kp/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$\sigma_{smax}$	: 4200.00 kp/cm <sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	-3522.69	-0.001728
2	Ø20	0.00	88.00	-3522.69	-0.001728
3	Ø20	64.00	88.00	-3522.69	-0.001728
4	Ø20	128.00	88.00	-3522.69	-0.001728
5	Ø16	130.00	-80.00	+581.09	+0.000285
6	Ø16	0.00	-80.00	+581.09	+0.000285
7	Ø16	-130.00	-80.00	+581.09	+0.000285

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	40.767	0.00	-116.94
Cs	3.506	0.00	-80.00
T	44.273	0.00	88.00

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -8.944 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 40.767 \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 3.506 \text{ t}$$

$T$ : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 44.273 \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -116.94 \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -80.00 \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 88.00 \text{ mm}$$

$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0011$$

$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0017$$

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 192.30 \text{ kp/cm}^2$$

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 3522.69 \text{ kp/cm}^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)**

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.902 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : 0.748 \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : 3.928 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : 5.254 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

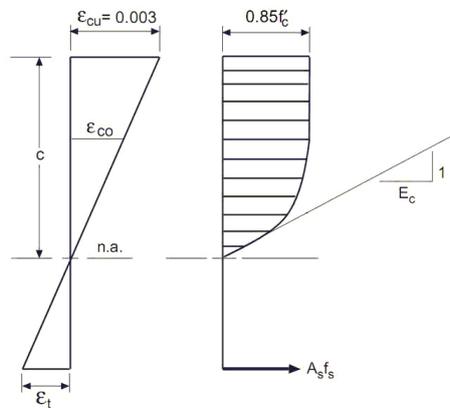
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

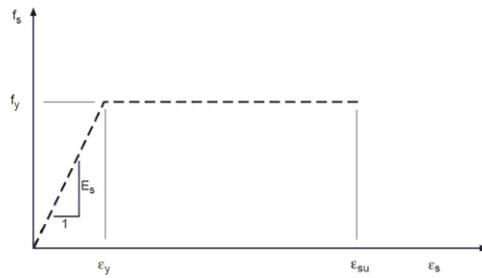
$f'_c$  : 280.00 kp/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu}$  : 0.0030

$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

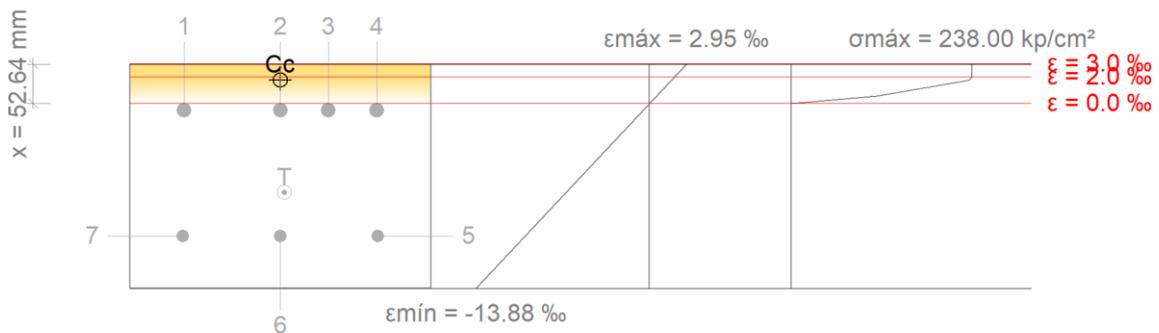
$\epsilon_{c0}$  : 0.0020



$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y$  : 4200.00 kp/cm<sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	-1070.93	-0.000525
2	Ø20	0.00	88.00	-1070.93	-0.000525
3	Ø20	64.00	88.00	-1070.93	-0.000525
4	Ø20	128.00	88.00	-1070.93	-0.000525
5	Ø16	130.00	-80.00	-4200.00	-0.009950
6	Ø16	0.00	-80.00	-4200.00	-0.009950
7	Ø16	-130.00	-80.00	-4200.00	-0.009950

	<b>Resultante</b> <b>(t)</b>	<b>e.x</b> <b>(mm)</b>	<b>e.y</b> <b>(mm)</b>
Cc	38.798	0.00	128.76
Cs	0.000	0.00	0.00
T	38.798	0.00	-21.72

$$P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : 5.838 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 38.798 \text{ t}$$

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 0.000 \text{ t}$$

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 38.798 \text{ t}$$

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 128.76 \text{ mm}$$

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$$

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -21.72 \text{ mm}$$

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0030$$

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0100$$

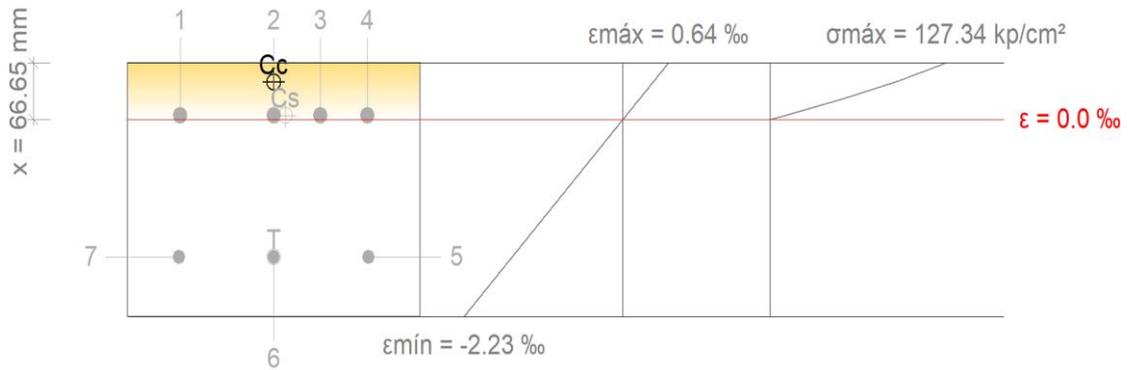
**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 238.00 \text{ kp/cm}^2$$

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	+90.50	+0.000044
2	Ø20	0.00	88.00	+90.50	+0.000044
3	Ø20	64.00	88.00	+90.50	+0.000044
4	Ø20	128.00	88.00	+90.50	+0.000044
5	Ø16	130.00	-80.00	-3179.46	-0.001559
6	Ø16	0.00	-80.00	-3179.46	-0.001559
7	Ø16	-130.00	-80.00	-3179.46	-0.001559

	<b>Resultante</b> <b>(t)</b>	<b>e.x</b> <b>(mm)</b>	<b>e.y</b> <b>(mm)</b>
Cc	18.044	0.00	127.12
Cs	1.137	0.00	88.00
T	19.182	0.00	-80.00

$$P_u : 0.000 \quad t$$

$$M_{u,x} : 3.928 \quad t \cdot m$$

$$M_{u,y} : 0.000 \quad t \cdot m$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 18.044 \quad t$$

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 1.137 \quad t$$

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 19.182 \quad t$$

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{cc,y} : 127.12 \quad mm$$

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{cs,y} : 88.00 \quad mm$$

**e<sub>t</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{t,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{t,y} : -80.00 \quad mm$$

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0006$$

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0016$$

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 127.34 \quad kp/cm^2$$

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{3179.46} \text{ kp/cm}^2$$

**Criterios de diseño por sismo** (ACI 318M-11, Artículo 21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Artículo 21.5.1.2).

$$1150 \text{ mm} \geq 952 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$l_n$ : Luz libre del elemento.

$$l_n : \underline{1150} \text{ mm}$$

$d$ : Altura útil.

$$d : \underline{238} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe ser menor que  $b_{w,min}$  (Artículo 21.5.1.3).

$$400 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm} \checkmark$$

$b_w$ : Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

$b_{w,min}$ : Valor mínimo de  $b_1$ ,  $b_2$ .

$$b_{w,min} : \underline{90} \text{ mm}$$

$$b_1 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_2 : \underline{90} \text{ mm}$$

Donde:

**h**: Altura del elemento.

$$\mathbf{h} : \frac{300}{\quad} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo más una distancia a cada lado del elemento de apoyo  $a_{\min}$  (Artículo 21.5.1.4).

$$400 \text{ mm} \leq 700 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

**b<sub>w</sub>**: Ancho del elemento.

$$\mathbf{b_w} : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

**c<sub>2</sub>**: Ancho del elemento de apoyo.

$$\mathbf{c_2} : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

**a<sub>min</sub>**: Valor mínimo de  $a_1$ ,  $a_2$ .

$$\mathbf{a_{min}} : \frac{300}{\quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{a_1} : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{a_2} : \frac{300}{\quad} \text{ mm}$$

Siendo:

**c<sub>1</sub>**: Dimensión total del elemento de apoyo.

$$\mathbf{c_1} : 400 \text{ mm}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que  $A_{\min}$  (Artículo 21.5.2.1).

---

$$1256.80 \text{ mm}^2 \geq 323.48 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$A_b$ : Área de la armadura de refuerzo superior.

$$A_b : \frac{1256.80}{\quad} \text{ mm}^2$$

$$A_{min} : \frac{323.48}{\quad} \text{ mm}^2$$

Donde:

$b_w$ : Ancho del elemento.

$$b_w : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \frac{238}{\quad} \text{ mm}$$

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \frac{412.02}{\quad} \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que  $A_{min}$  (Artículo 21.5.2.1).

$$603.30 \text{ mm}^2 \geq 323.48 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$A_b$ : Área de la armadura de refuerzo inferior.

$$A_b : \frac{603.30}{\quad} \text{ mm}^2$$


---

$$A_{\min} : \quad \underline{323.48} \quad \text{mm}^2$$

Donde:

**b<sub>w</sub>**: Ancho del elemento.

$$b_w : \quad \underline{400} \quad \text{mm}$$

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \quad \underline{238} \quad \text{mm}$$

**f<sub>y</sub>**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \quad \underline{412.02} \quad \text{MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.010 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.005 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Artículo 21.5.2.1).

$$3 \geq 2 \quad \checkmark$$


---

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de  $s_{max}$  (Articulo 21.5.3.2).

$$50 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$s_{max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{max} : \quad 60 \quad \text{mm}$$

$$s_1 : \quad 60 \quad \text{mm}$$

$$s_2 : \quad 100 \quad \text{mm}$$

$$s_3 : \quad 150 \quad \text{mm}$$

Siendo:

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \quad 230 \quad \text{mm}$$

$\phi_{min}$ : Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.

$$\phi_{min} : \quad 16.0 \quad \text{mm}$$


---

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo (Artículo 21.5.2.2).

$$51545180 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 48708609 \text{ N}\cdot\text{mm} \checkmark$$

Donde:

$\Phi \cdot M_{n,\text{pos}}$ : Resistencia a momento positivo.

$$\Phi \cdot M_{n,\text{pos}} : \underline{51545180 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

$\Phi \cdot M_{n,a,\text{neg}}$ : Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\Phi \cdot M_{n,a,\text{neg}} : \underline{108241352 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$97417217 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 27060338 \text{ N}\cdot\text{mm} \checkmark$$

$\Phi \cdot M_{n,\text{neg}}$ : Resistencia a momento negativo.

$$\Phi \cdot M_{n,\text{neg}} : \underline{97417217 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

$\Phi \cdot M_{n,a,\text{neg}}$ : Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\Phi \cdot M_{n,a,\text{neg}} : \underline{108241352 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$


---

**Criterios de diseño por sismo (NEC-14)**

**Requisitos para elementos en flexión (4.2.1)**

Los requisitos de este artículo se aplican a vigas y otros elementos de pórticos a flexión que presenten las siguientes características:

- (a) Sean parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas.
- (b) Resistan esas fuerzas fundamentalmente por flexión.
- (c) Las fuerzas axiales a que estén sujetos no excedan de  $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$  en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- (d) La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal.
- (e) El ancho mínimo b sea 250 mm.

(c)	$0 \text{ N} \leq 0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$	= 324000 N	✓
(d)	$1150 \text{ mm} \geq 4 \cdot 238$	= 952 mm	✓
(e)	400 mm	$\geq 250 \text{ mm}$	✓

<b>altura útil :</b>	238 mm
<b>luz libre :</b>	1150 mm
<b>fuerza axial :</b>	0 N
<b>b :</b>	400 mm
<b>f'_c :</b>	27 MPa
<b>A_g :</b>	120000 mm <sup>2</sup>

**Razón de refuerzo máximo (4.2.4)**

El valor de  $\rho - \rho'$  debe ser tal que propicie una falla en flexión controlada por tracción. Este valor no puede exceder de 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deben estar formados por un mínimo de dos varillas.

---

$$0.01047 \leq 0.02500 \quad \checkmark$$

$$\rho : \frac{0.01047}{0.00503}$$

**Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión (4.2.5)**

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de  $A_{s,min}$  no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores:

Estos requisitos no son necesarios si el refuerzo colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor al requerido por el análisis.

$$b_w : 400 \text{ mm}$$

$$d : 230 \text{ mm}$$

$$f'_c : 27 \text{ MPa}$$

$$f_y : 412 \text{ MPa}$$

	Refuerzo colocado (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (mm <sup>2</sup> )		A <sub>s,min</sub> (mm <sup>2</sup> )		
		por el análisis	+ (1/3)	(4-3)	(4-4)	
<b>Refuerzo superior</b>	1257	1114	1485	323	300	✓
<b>Refuerzo inferior</b>	603	403	537	-	-	✓*

(\*): pésimo

**Capacidad de momento (4.2.6)**

La capacidad del momento positivo, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo en ese extremo. Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos.

	$M_n$ (N·mm)	$M_{n,l}$ (N·mm)	$M_{n,r}$ (N·mm)	$\max (M_{n,l}, M_{n,r}) / 4$ (N·mm)	$M_n / 2$ (N·mm)	
$M^+$	51545180	57272422	57272422	27060338	48708609	✓ *
$M^-$	97417217	108241352	108241352			✓

(\*): pésimo

**Estribos de confinamiento (4.2.8)**

En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 4.2.7.2 el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de  $d/4$ , 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal o 200 mm, tal.

$$50 \text{ mm} \leq \min(58, 100, 200) \text{ mm} = 58 \text{ mm} \checkmark$$

**diámetro menor del refuerzo longitudinal** : 16.00 mm

**d** : 230 mm

**Estribos de confinamiento (4.2.8)**

En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150 mm de las anteriores, estén

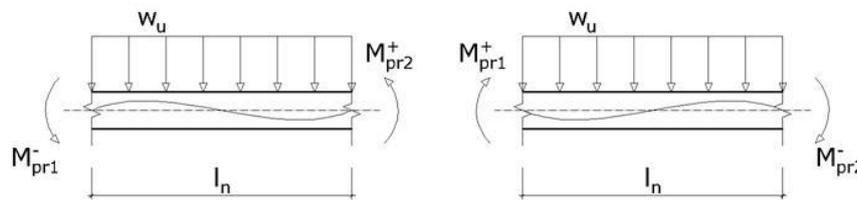
---

unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.

$$130 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \checkmark$$

**Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)**

La fuerza cortante de diseño,  $V_e$ , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable,  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$$24.58 \text{ t} \geq 19.62 \text{ t} \checkmark$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi: \quad 0.75$$

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n: \quad 32.77 \quad \text{t}$$

$V_e$ : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre  $V_{e1}$ ,  $V_{e2}$ .

$$V_e : \frac{19.62}{\quad} \quad t$$

$$V_{e1} : \frac{19.62}{\quad} \quad t$$

$$V_{e2} : \frac{19.62}{\quad} \quad t$$

Siendo:

$w_u$ : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : \frac{3.48}{\quad} \quad t/m$$

$l_n$ : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : \frac{1.15}{\quad} \quad m$$

$M_{pr}$ : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos  $1.25 \cdot f_y$ .

$$M_{pr1+} : \frac{6.94}{\quad} \quad t \cdot m$$

$$M_{pr1-} : \frac{13.32}{\quad} \quad t \cdot m$$


---

$$M_{pr2}^+ : \quad 6.94 \quad t \cdot m$$

$$M_{pr2}^- : \quad 13.32 \quad t \cdot m$$

**Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1** (NEC-14)

La resistencia a cortante última de elementos en flexión con ductilidad local óptima no debe ser menor que: (a) La requerida por el análisis de la estructura, (b) la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, calculada de la siguiente manera:

$$241.09 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 231.73 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

$M_i, M_j$  = capacidades en momento multiplicada por el factor de sobre-resistencia, en los extremos de elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga.

$L$  = longitud entre caras del elemento en flexión.

$d$  = altura efectiva del elemento.

$V_{ug}$  = Cortante a una distancia  $d/2$  correspondiente a la carga muerta no mayorada que actúa sobre el elemento.

$V_{ug}$ (kN)	$M_i^{0+}$ (kN·m)	$M_i^{0-}$ (kN·m)	$M_j^{0+}$ (kN·m)	$M_j^{0-}$ (kN·m)	$L$ (m)	$d$ (m)	$\phi \cdot V_n$ (kN)	
15.70	68.10	130.65	68.10	130.65	1.15	0.23	241.09	<input checked="" type="checkbox"/>

V-202: C1 - C2 (0.575 m - C2, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

### Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a  $s_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$44 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : \frac{25}{\text{mm}}$$

$$s_1 : \frac{20}{\text{mm}}$$

$$s_2 : \frac{25}{\text{mm}}$$

$$s_3 : \frac{20}{\text{mm}}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \frac{20.0}{\text{mm}}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \frac{15}{\text{mm}}$$

### Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción,  $A_s$ , no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . Los requisitos no necesitan ser aplicados si el  $A_s$  proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 3.88 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$ : Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{\quad 2.91 \quad} \text{ cm}^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)**

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{\quad 0.202 \quad} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{\quad 6.566 \quad} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{\quad 32.549 \quad} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.575 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

---

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{43.399 \text{ t}}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{9.492 \text{ t}}$$

$$([\text{MPa}] f'_c)$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.750 \text{ t}}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

$$f'_c: \text{ Resistencia específica a compresión del hormigón. } f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.013}$$

Siendo:

---

**As:** Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \frac{12.57}{\quad} \text{ cm}^2$$

**bw:** Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

**d:** Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \frac{238}{\quad} \text{ mm}$$

$$M_m : \frac{2.514}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Mu: Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \frac{-2.514}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Nu: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}$$

**h:** Altura de un elemento.

$$h : \frac{300.000}{\quad} \text{ mm}$$

**Ag:** Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{1200.00}{\quad} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

---

$$V_s : \frac{45.222}{\quad} \quad t$$

$V_s$  no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \frac{33.907}{\quad} \quad t$$

$([MPa] f'_c)$

Donde:

$A_v$ : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento  $s$ .

$$A_v : \frac{2.26}{\quad} \quad \text{cm}^2$$

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \frac{4200.00}{\quad} \quad \text{kp/cm}^2$$

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \frac{238}{\quad} \quad \text{mm}$$

$s$ : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \frac{50}{\quad} \quad \text{mm}$$

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

---

$$f'_c : 280.00 \quad \text{kp/cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : 400 \quad \text{mm}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $s_{max}$  (Artículo 11.4.5):

$$50 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2$ .

$$s_{max} : 120 \quad \text{mm}$$

$$s_1 : 120 \quad \text{mm}$$

$$s_2 : 600 \quad \text{mm}$$

Siendo:

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 238 \quad \text{mm}$$

### Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

---

$$2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.17 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,\min} : \frac{0.16}{\text{cm}^2}$$

([MPa]  $f'_c$  y  $f_{yt}$ )

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,\min} : \frac{0.17}{\text{cm}^2}$$

([MPa]  $f_{yt}$ )

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \frac{280.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \frac{400}{\text{mm}}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \frac{50}{\text{mm}}$$

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

---

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)** (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.336} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{8.264} \quad \text{t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{24.575} \quad \text{t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.863 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{32.767} \quad \text{t}$$


---

El refuerzo transversal en la longitud lo debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c = 0$  cuando la fuerza axial de compresión mayorada,  $P_u$ , incluyendo el efecto sísmico es menor que  $Agf'_c/20$ .

$$V_c : 0.000 \text{ t}$$


---

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$:$$

$$43.702 \text{ t}$$


---

$V_s$  no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : 32.767 \text{ t}$$


---

([MPa]  $f'_c$ )

Donde:

$A_v$ : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento  $s$ .

$$A_v : 2.26 \text{ cm}^2$$


---

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$


---

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 230 \text{ mm}$$


---

**s**: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{s} : \frac{50}{\quad} \text{ mm}$$

**f'c**: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c} : \frac{280.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

**b<sub>w</sub>**: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $s_{max}$  (Artículo 11.4.5):

$$\mathbf{50 \text{ mm} \leq 115 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

**s<sub>max</sub>**: Valor mínimo de  $s_1, s_2$ .

$$\mathbf{s_{max} : \frac{115}{\quad} \text{ mm}}$$

$$\mathbf{s_1 : \frac{115}{\quad} \text{ mm}}$$

$$\mathbf{s_2 : \frac{600}{\quad} \text{ mm}}$$

Siendo:

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \frac{230}{\quad} \text{ mm}$$

### Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

---

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.17 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.16}$$

([MPa]  $f'_c$  y  $f_{yt}$ )

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.17} \text{ cm}^2$$

([MPa]  $f_{yt}$ )

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$f_{yt}$ : Resistencia específica a la fluencia  $f_{yt}$  del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)**

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.253} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \quad \text{t}$$

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-2.514} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \quad \text{t}$$

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-9.930} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

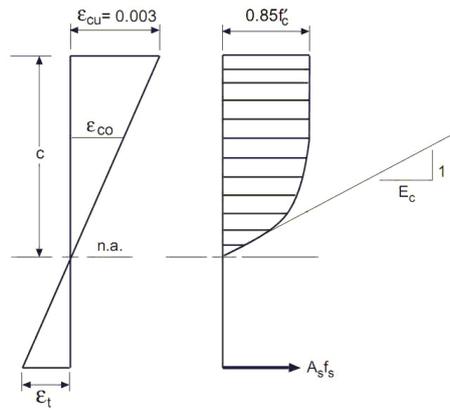
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

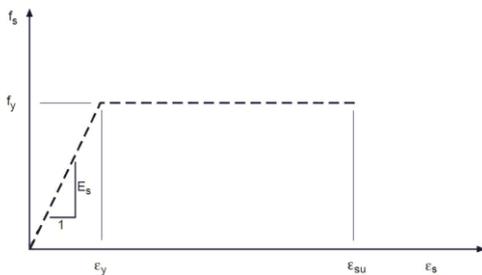
El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

---



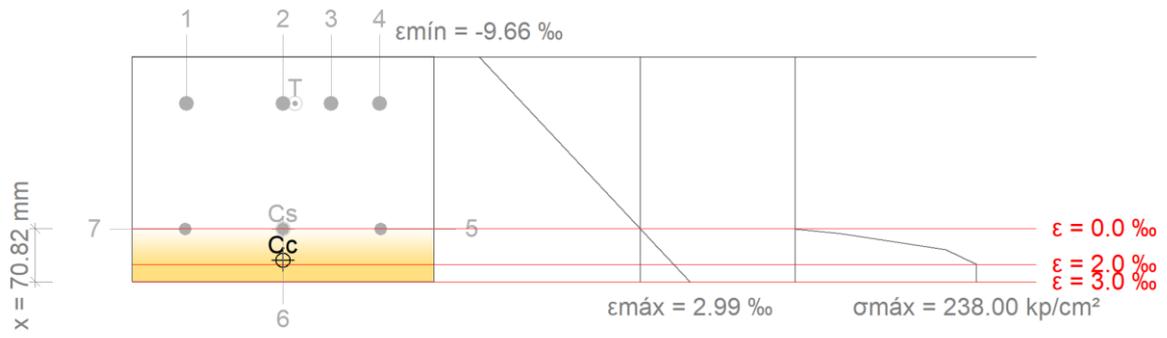
$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.	$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.	$\epsilon_{cu} : 0.0030$
$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.	$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$
--	---------------------------------

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	-4200.00	-0.007047
2	Ø20	0.00	88.00	-4200.00	-0.007047
3	Ø20	64.00	88.00	-4200.00	-0.007047
4	Ø20	128.00	88.00	-4200.00	-0.007047
5	Ø16	130.00	-80.00	+70.29	+0.000034
6	Ø16	0.00	-80.00	+70.29	+0.000034
7	Ø16	-130.00	-80.00	+70.29	+0.000034

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	52.362	0.00	-121.36
Cs	0.424	0.00	-80.00
T	52.786	0.00	88.00

$P_n$  : 0.000 t

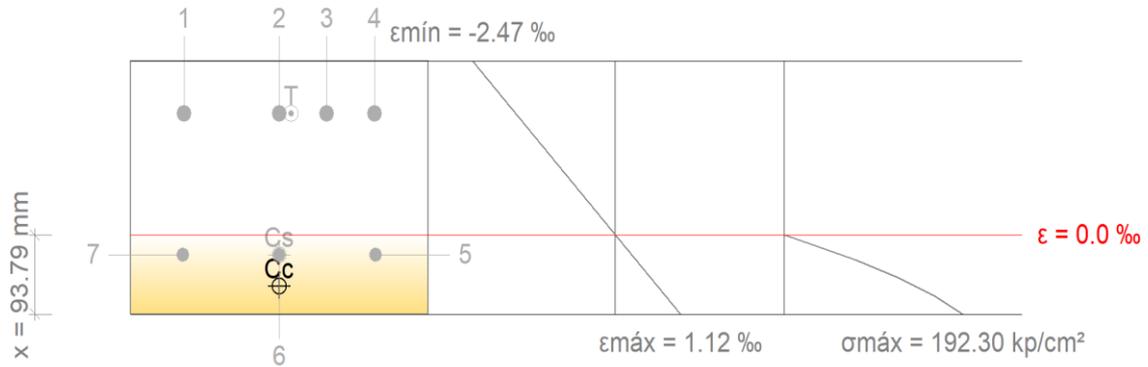
$$M_{n,x} : -11.034 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c$	: 52.362 t
$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s$	: 0.424 t
$T$ : Resultante de tracciones en el acero.	$T$	: 52.786 t
$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	: 0.00 mm
	$e_{cc,y}$	: -121.36 mm
$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	: 0.00 mm
	$e_{cs,y}$	: -80.00 mm
$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$	: 0.00 mm
	$e_{T,y}$	: 88.00 mm
$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$\epsilon_{cmax}$	: 0.0030
$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$\epsilon_{smax}$	: 0.0070
$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$\sigma_{cmax}$	: 238.00 kp/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$\sigma_{smax}$	: 4200.00 kp/cm <sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø20	-128.00	88.00	-973.03	-0.000477
2	Ø20	0.00	88.00	-973.03	-0.000477
3	Ø20	64.00	88.00	-973.03	-0.000477
4	Ø20	128.00	88.00	-973.03	-0.000477
5	Ø16	130.00	-80.00	+123.65	+0.000061
6	Ø16	0.00	-80.00	+123.65	+0.000061
7	Ø16	-130.00	-80.00	+123.65	+0.000061

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	11.483	0.00	-119.98
Cs	0.746	0.00	-80.00
T	12.229	0.00	88.00

$$P_u : 0.000 \quad t$$

$$M_{u,x} : -2.514 \quad t \cdot m$$

$$M_{u,y} : 0.000 \quad t \cdot m$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 11.483 \quad t$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 0.746 \quad t$$

$T$ : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 12.229 \quad t$$

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{cc,y} : -119.98 \quad mm$$

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{cs,y} : -80.00 \quad mm$$

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{T,y} : 88.00 \quad mm$$

$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0003$$

$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0005$$

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 62.95 \quad kp/cm^2$$

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 973.03 \quad kp/cm^2$$

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)** (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.902 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : 0.748 \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : 3.928 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : 5.254 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

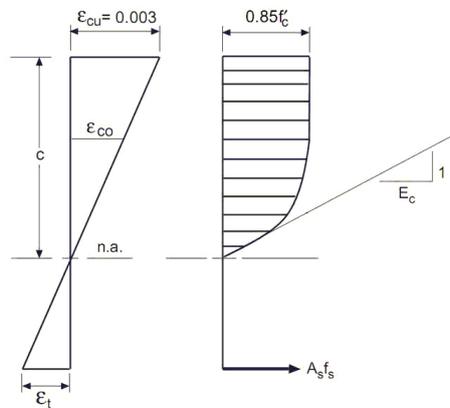
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

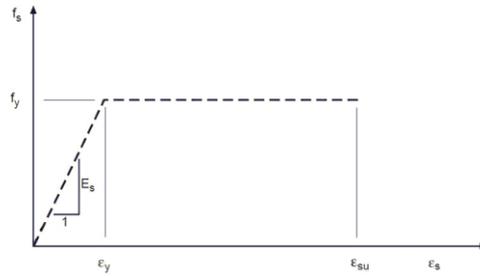
- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
  - (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
-

- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



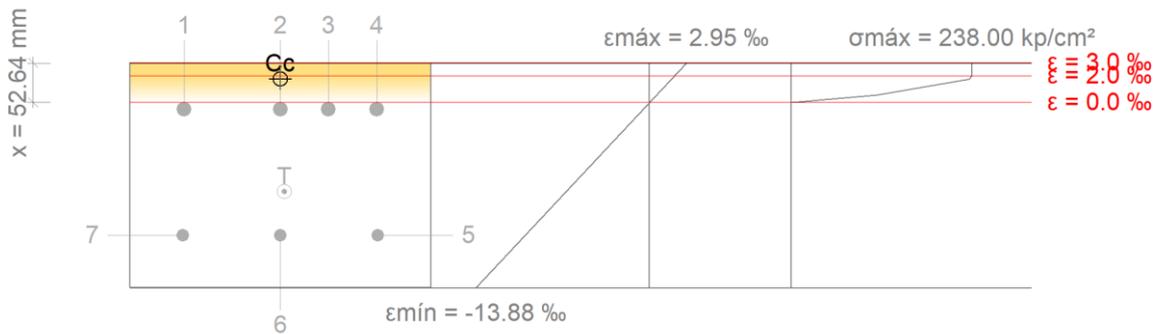
$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.	$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.	$\epsilon_{cu} : 0.0030$
$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.	$\epsilon_{c0} : 0.0020$



$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y$  : 4200.00 kp/cm<sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	-1070.93	-0.000525
2	Ø20	0.00	88.00	-1070.93	-0.000525
3	Ø20	64.00	88.00	-1070.93	-0.000525
4	Ø20	128.00	88.00	-1070.93	-0.000525
5	Ø16	130.00	-80.00	-4200.00	-0.009950
6	Ø16	0.00	-80.00	-4200.00	-0.009950

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
7	Ø16	-130.00	-80.00	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	38.798	0.00	128.76
Cs	0.000	0.00	0.00
T	38.798	0.00	-21.72

$$P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : 5.838 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 38.798 \text{ t}$$

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 0.000 \text{ t}$$

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 38.798 \text{ t}$$

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 128.76 \text{ mm}$$

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$e_r$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,y} : -21.72 \text{ mm}$$

$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0030$$

$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0100$$

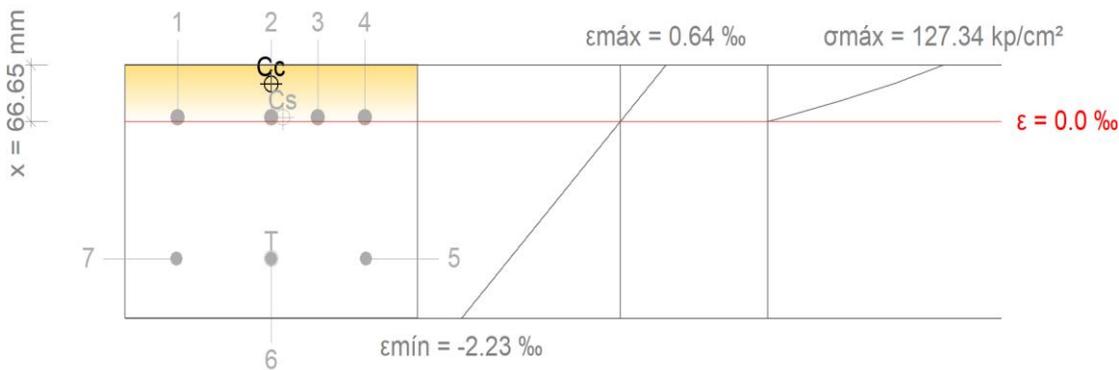
$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 238.00 \text{ kp/cm}^2$$

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$

### Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	+90.50	+0.000044
2	Ø20	0.00	88.00	+90.50	+0.000044
3	Ø20	64.00	88.00	+90.50	+0.000044
4	Ø20	128.00	88.00	+90.50	+0.000044
5	Ø16	130.00	-80.00	-3179.46	-0.001559
6	Ø16	0.00	-80.00	-3179.46	-0.001559
7	Ø16	-130.00	-80.00	-3179.46	-0.001559

	<b>Resultante</b> <b>(t)</b>	<b>e.x</b> <b>(mm)</b>	<b>e.y</b> <b>(mm)</b>
Cc	18.044	0.00	127.12
Cs	1.137	0.00	88.00
T	19.182	0.00	-80.00

$$P_u : 0.000 \quad t$$

$$M_{u,x} : 3.928 \quad t \cdot m$$

$$M_{u,y} : 0.000 \quad t \cdot m$$

Donde:

Cc: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 18.044 \quad t$$

Cs: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 1.137 \quad t$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 19.182 \quad t$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{cc,y} : 127.12 \quad mm$$

e<sub>cs</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{cs,y} : 88.00 \quad mm$$

e<sub>T</sub>: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \quad mm$$

$$e_{T,y} : -80.00 \quad mm$$

$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0006}$$

$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0016}$$

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{127.34} \text{ kp/cm}^2$$

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{3179.46} \text{ kp/cm}^2$$

### Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Artículo 21.5.1.2).

$$1150 \text{ mm} \geq 952 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$l_n$ : Luz libre del elemento.

$$l_n : \underline{1150} \text{ mm}$$

$d$ : Altura útil.

$$d : \underline{238} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe ser menor que  $b_{w,min}$  (Artículo 21.5.1.3).

$$400 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm} \checkmark$$

$b_w$ : Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

$b_{w,min}$ : Valor mínimo de  $b_1$ ,  $b_2$ .

$$b_{w,min} : \underline{90} \text{ mm}$$

$$b_1 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_2 : \underline{90} \text{ mm}$$

Donde:

**h:** Altura del elemento.

$$h : \underline{300} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo más una distancia a cada lado del elemento de apoyo  $a_{\min}$  (Artículo 21.5.1.4).

$$400 \text{ mm} \leq 700 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

**$b_w$ :** Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

**$c_2$ :** Ancho del elemento de apoyo.

$$c_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

**$a_{\min}$ :** Valor mínimo de  $a_1, a_2$ .

$$a_{\min} : \underline{300} \text{ mm}$$

$$a_1 : \underline{400} \text{ mm}$$

$$a_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

**$c_1$ :** Dimensión total del elemento de apoyo.

$$c_1: 400 \text{ mm}$$


---

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que  $A_{min}$  (Artículo 21.5.2.1).

$$1256.80 \text{ mm}^2 \geq 323.48 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$A_b$ : Área de la armadura de refuerzo superior.

$$A_b : \frac{1256.80}{\quad} \text{ mm}^2$$

$$A_{min} : \frac{323.48}{\quad} \text{ mm}^2$$

Donde:

$b_w$ : Ancho del elemento.

$$b_w : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \frac{238}{\quad} \text{ mm}$$

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \frac{412.02}{\quad} \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que  $A_{min}$  (Artículo 21.5.2.1).

---

$$603.30 \text{ mm}^2 \geq 323.48 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_b$ : Área de la armadura de refuerzo inferior.

$$A_b : \quad \underline{603.30} \quad \text{mm}^2$$

$$A_{\min} : \quad \underline{323.48} \quad \text{mm}^2$$

Donde:

$b_w$ : Ancho del elemento.

$$b_w : \quad \underline{400} \quad \text{mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \quad \underline{238} \quad \text{mm}$$

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \quad \underline{412.02} \quad \text{MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.010 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.005 \leq 0.025 \quad \checkmark$$


---

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Artículo 21.5.2.1).

$$3 \geq 2 \quad \checkmark$$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de  $s_{max}$  (Artículo 21.5.3.2).

$$50 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{max} : \quad \underline{60} \quad \text{mm}$$

$$s_1 : \quad \underline{60} \quad \text{mm}$$

$$s_2 : \quad \underline{100} \quad \text{mm}$$

$$s_3 : \quad \underline{150} \quad \text{mm}$$

Siendo:

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \quad \underline{230} \quad \text{mm}$$


---

$\phi_{\min}$ : Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.

$$\phi_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo (Artículo 21.5.2.2).

$$51545180 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 48708609 \text{ N}\cdot\text{mm} \checkmark$$

Donde:

$\phi \cdot M_{n,\text{pos}}$ : Resistencia a momento positivo.

$$\phi \cdot M_{n,\text{pos}} : \underline{51545180} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$\phi \cdot M_{n,\text{a,neg}}$ : Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi \cdot M_{n,\text{a,neg}} : \underline{97417217} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$51545180 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 27060338 \text{ N}\cdot\text{mm} \checkmark$$

$\phi \cdot M_{n,\text{neg}}$ : Resistencia a momento negativo.

$$\phi \cdot M_{n,\text{neg}} : \underline{51545180} \text{ N}\cdot\text{mm}$$


---

$\Phi \cdot M_{n,a,neg}$ : Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\Phi \cdot M_{n,a,neg} : \frac{108241352}{\phantom{0000000000}} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$97417217 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 27060338 \text{ N}\cdot\text{mm} \checkmark$$

$\Phi \cdot M_{n,neg}$ : Resistencia a momento negativo.

$$\Phi \cdot M_{n,neg} : \frac{97417217}{\phantom{0000000000}} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$\Phi \cdot M_{n,a,neg}$ : Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\Phi \cdot M_{n,a,neg} : \frac{108241352}{\phantom{0000000000}} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

### Crterios de diseo por sismo (NEC-14)

#### Requisitos para elementos en flexin (4.2.1)

Los requisitos de este artculo se aplican a vigas y otros elementos de prticos a flexin que presenten las siguientes caractersticas:

- (a) Sean parte de sistemas resistentes a cargas ssmicas.
  - (b) Resistan esas fuerzas fundamentalmente por flexin.
  - (c) Las fuerzas axiales a que estn sujetos no excedan de  $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$  en ninguna combinacin de cargas en que participen las cargas ssmicas.
  - (d) La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura til de la seccin transversal.
  - (e) El ancho mnimo  $b$  sea 250 mm.
-

(c)	$0 \text{ N} \leq 0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$	= 324000 N	✓
(d)	$1150 \text{ mm} \geq 4 \cdot 238$	= 952 mm	✓
(e)	$400 \text{ mm}$	$\geq 250 \text{ mm}$	✓

**altura útil :**  $238 \text{ mm}$

**luz libre :**  $1150 \text{ mm}$

**fuerza axial :**  $0 \text{ N}$

**b :**  $400 \text{ mm}$

**f'c :**  $27 \text{ MPa}$

**Ag :**  $120000 \text{ mm}^2$

#### Razón de refuerzo máximo (4.2.4)

El valor de  $\rho - \rho'$  debe ser tal que propicie una falla en flexión controlada por tracción. Este valor no puede exceder de 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deben estar formados por un mínimo de dos varillas.

$0.01047 \leq 0.02500$  ✓

$\rho :$   $0.01047$

$\rho' :$   $0.00503$

#### Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión (4.2.5)

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de  $A_{s,min}$  no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores:

---

Estos requisitos no son necesarios si el refuerzo colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor al requerido por el análisis.

$b_w$  : 400 mm  
 $d$  : 230 mm  
 $f'_c$  : 27 MPa  
 $f_y$  : 412 MPa

	Refuerzo colocado (mm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (mm <sup>2</sup> )		A <sub>s,min</sub> (mm <sup>2</sup> )		
		por el análisis	+ (1/3)	(4-3)	(4-4)	
<b>Refuerzo superior</b>	1257	410	547	-	-	✓
<b>Refuerzo inferior</b>	603	478	637	323	290	✓ *

(\*): pésimo

### Capacidad de momento (4.2.6)

La capacidad del momento positivo, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo en ese extremo. Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos.

	M <sub>n</sub> (N·mm)	M <sub>n,l</sub> (N·mm)	M <sub>n,r</sub> (N·mm)	max (M <sub>n,l</sub> , M <sub>n,r</sub> ) / 4 (N·mm)	M <sub>n</sub> / 2 (N·mm)	
<b>M<sup>+</sup></b>	51545180	57272422	57272422	27060338	48708609	✓ *

M	97417217	108241352	108241352			✓
---	----------	-----------	-----------	--	--	---

(\*): pésimo

### Estribos de confinamiento (4.2.8)

En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 4.2.7.2 el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de  $d/4$ , 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal o 200 mm, tal.

$$50 \text{ mm} \leq \min (58, 100, 200) \text{ mm} = 58 \text{ mm} \quad \checkmark$$

**diámetro menor del refuerzo longitudinal** :  $16.00 \text{ mm}$

**d** :  $230 \text{ mm}$

### Estribos de confinamiento (4.2.8)

En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150 mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.

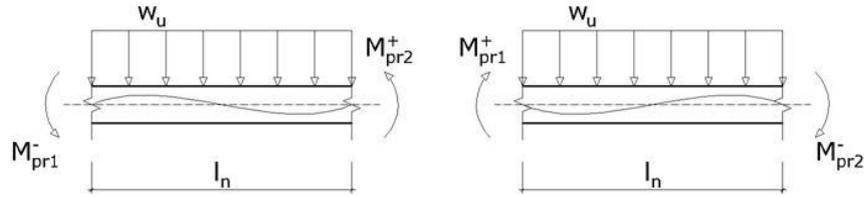
$$130 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

### Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño,  $V_e$ , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la

---

resistencia probable,  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$$24.58 \text{ t} \geq 19.62 \text{ t} \checkmark$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi: \quad \underline{0.75}$$

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n: \quad \underline{32.77} \quad \text{t}$$

$V_e$ : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre  $V_{e1}$ ,  $V_{e2}$ .

$$V_e: \quad \underline{19.62} \quad \text{t}$$

$$V_{e1}: \quad \underline{19.62} \quad \text{t}$$

$$V_{e2} : \frac{19.62}{\quad} \quad t$$

Siendo:

$w_u$ : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : \frac{3.48}{\quad} \quad t/m$$

$l_n$ : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : \frac{1.15}{\quad} \quad m$$

$M_{pr}$ : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos  $1.25 \cdot f_y$ .

$$M_{pr1+} : \frac{6.94}{\quad} \quad t \cdot m$$

$$M_{pr1-} : \frac{13.32}{\quad} \quad t \cdot m$$

$$M_{pr2+} : \frac{6.94}{\quad} \quad t \cdot m$$

$$M_{pr2-} : \frac{13.32}{\quad} \quad t \cdot m$$

**Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)**

La resistencia a cortante última de elementos en flexión con ductilidad local óptima no debe ser menor que: (a) La requerida por el análisis de la estructura, (b) la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, calculada de la siguiente manera:

$$241.09 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 231.73 \text{ kN}\cdot\text{m} \checkmark$$

$M_i, M_j$  = capacidades en momento multiplicada por el factor de sobre resistencia, en los extremos de elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga.

$L$  = longitud entre caras del elemento en flexión.

$d$  = altura efectiva del elemento.

$V_{ug}$  = Cortante a una distancia  $d/2$  correspondiente a la carga muerta no mayorada que actúa sobre el elemento.

$V_{ug}$ (kN)	$M_i^{0+}$ (kN·m)	$M_i^{0-}$ (kN·m)	$M_j^{0+}$ (kN·m)	$M_j^{0-}$ (kN·m)	$L$ (m)	$d$ (m)	$\phi_s \cdot V_n$ (kN)	
15.70	68.10	130.65	68.10	130.65	1.15	0.23	241.09	

### 3.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-202: C1 - C2

**Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior** (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$128.00 \text{ mm} \leq 734.97 \text{ mm} \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = - 128.00 mm, Y = 88.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

$$s : \quad 128.00 \quad \text{mm}$$

**s<sub>max</sub>**: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s : \quad 128.00 \quad \text{mm}$$

$$s_1 : \quad 800.96 \quad \text{mm}$$

$$s_1 : \quad 800.96 \quad \text{mm}$$


---

Siendo:

$f_s$ : [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$s_1 : \underline{800.96} \text{ mm}$$

$C_c$ : Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$$C_c : \underline{52.00} \text{ mm}$$

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

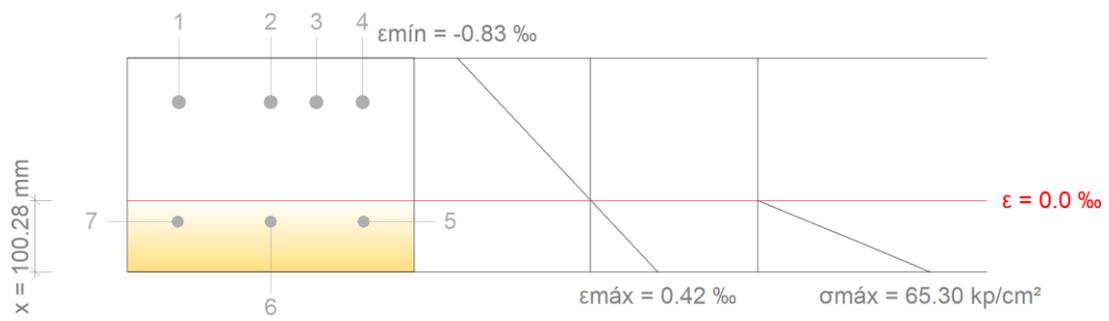
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : \underline{-2.939} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-128.00	88.00	-1165.05	-0.000571
2	Ø20	0.00	88.00	-1165.05	-0.000571
3	Ø20	64.00	88.00	-1165.05	-0.000571
4	Ø20	128.00	88.00	-1165.05	-0.000571

**Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior** (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$130.00 \text{ mm} \leq 2678.06 \text{ mm} \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C2, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 130.00 mm, Y = -80.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

$$s : \underline{130.00} \text{ mm}$$

**s<sub>max</sub>**: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : \underline{2678.06} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{3237.22} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{2678.06} \text{ mm}$$

Siendo:

**f<sub>s</sub>**: [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$f_s : \underline{319.73} \text{ kp/cm}^2$$


---

$C_c$ : Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$C_c$  : 62.00 mm

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

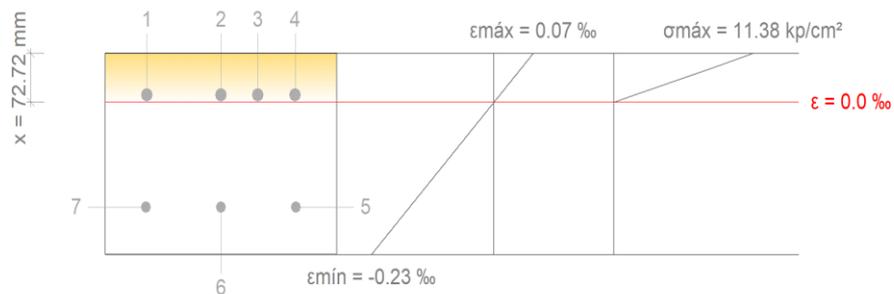
$N_{ed}$  : 0.000 t

$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,X}$  : 0.000 t·m

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,Y}$  : -2.939 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
5	Ø16	130.00	-80.00	-319.73	-0.000157
6	Ø16	0.00	-80.00	-319.73	-0.000157
7	Ø16	-130.00	-80.00	-319.73	-0.000157

**Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior** (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$130.00 \text{ mm} \leq 2678.06 \text{ mm} \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C2, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 130.00 mm, Y = -80.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

$$s : \quad 130.00 \quad \text{mm}$$

$s_{\max}$ : Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \quad 2678.06 \quad \text{mm}$$


---

$$s_1 : \underline{3237.22} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{2678.06} \text{ mm}$$

Siendo:

$f_s$ : [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$f_s : \underline{319.73} \text{ kp/cm}^2$$

$C_c$ : Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$$C_c : \underline{62.00} \text{ mm}$$

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

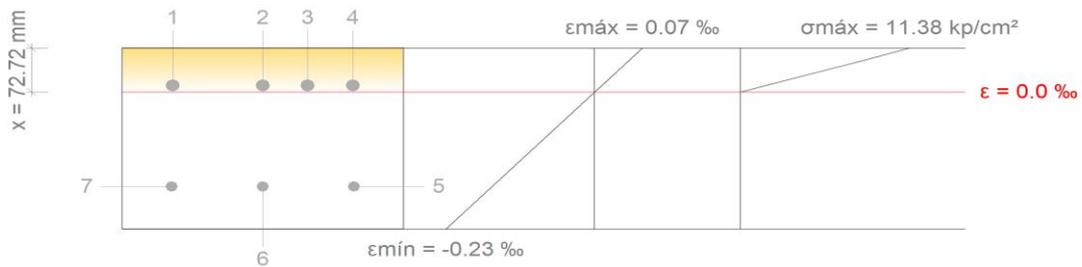
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,X} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,Y} : 0.387 \text{ t}\cdot\text{m}$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
5	Ø16	130.00	-80.00	-319.73	-0.000157
6	Ø16	0.00	-80.00	-319.73	-0.000157
7	Ø16	-130.00	-80.00	-319.73	-0.000157

#### 4.- COMPROBACIONES DE FLECHA

##### Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "1.15 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso.

$2.27 \text{ mm} \leq 4.79 \text{ mm}$  ✓

$f_{A,lim}$ : límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} = L/480$$

$$f_{A,lim} : \underline{4.79} \text{ mm}$$

**L**: longitud de referencia

$$L : \underline{2.30} \text{ m}$$

$f_{A,max}$ : flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

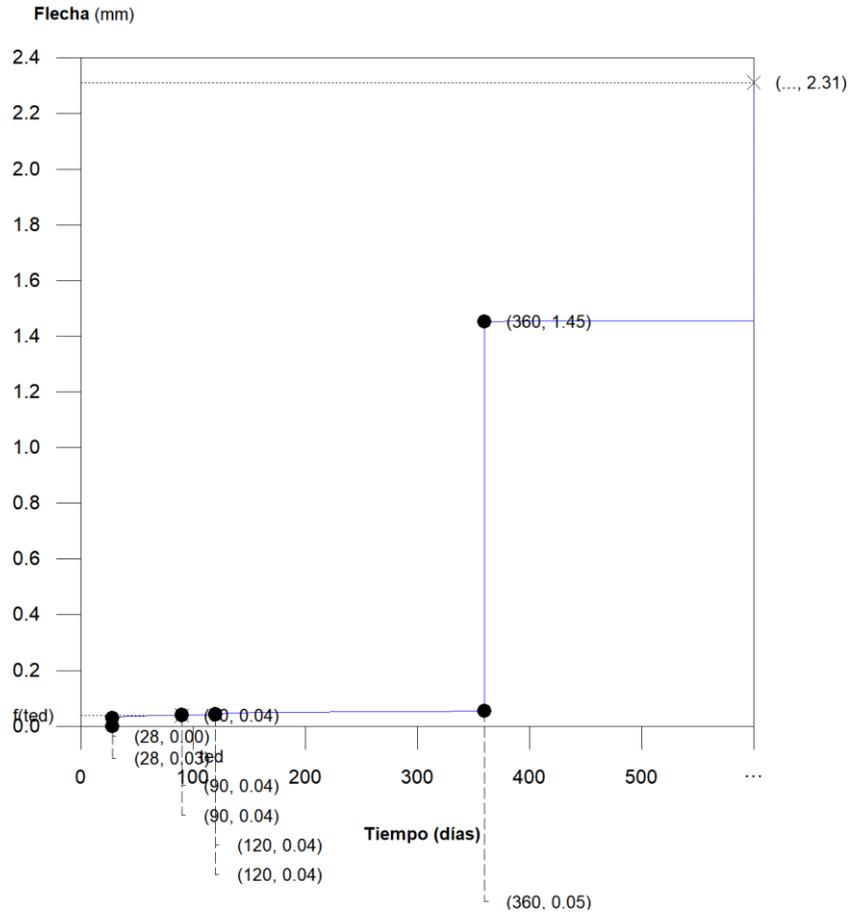
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ( $f(t_{ed})$ ).

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$ : flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed},\infty) : \underline{2.31} \text{ mm}$$

**Flecha total a plazo infinito**

---



Escalón de carga	$t_i$ (días)	$t_f$ (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot, max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.03	0.03	0.01	0.04	0.04
2-3	90	120	0.04	0.00	0.04	0.00	0.04	0.04
3-4	120	360	0.04	0.00	0.04	0.01	0.05	0.05
4-□	360	□	0.05	1.40	1.45	0.86	2.31	2.31

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$t_f$ : instante final de cada intervalo de carga considerado.

$f_0(t_i)$ : flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de  $t_i$

$\Delta f_i(t_i)$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$

$f(t_i)$ : flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de  $t_i$

$f_{dif}(t_o, t_f)$ : flecha total diferida producida en el intervalo  $(t_i, t_f)$

$f_{tot}(t_f)$ : flecha total producida hasta el instante  $t_f$

$f_{tot,max}(t_f)$ : flecha total máxima producida hasta el instante  $t_f$

**Flecha instantánea**

Escalón de carga	$t_i$	$q(t_i)$	Combinación de acciones	$E_c$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (mm )	$\Delta f_i$ (mm )	$f_{i,max}$ (mm )
1	28 días	Peso propio	Peso propio	254585.8 6	90000.0 0	0.03	0.03	0.03
2	90 días	Cargas permanente s - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	268226.0 7	90000.0 0	0.03	0.00	0.03
3	120 días	Cargas permanente s - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	269907.7 5	90000.0 0	0.03	0.00	0.03
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	273368.2 5	49694.7 8	1.43	1.40	1.43

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$ : carga aplicada en el instante inicial ' $t_i$ '

$f_i$ : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante  $t_i$

$\Delta f_i$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$ , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes  $t_i$  y  $t_i - 1$ .

$f_{i,max}$ : valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante  $t_i$

$E_c$ : módulo de deformación del hormigón

$E_c$ : módulo de deformación secante a los 28 días

$I_e$ : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	$t_i$	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{e,i}$ (cm <sup>4</sup> )
1	28 días	Peso propio	90000.00	90000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería	90000.00	90000.00
3	120 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento	90000.00	90000.00
4	12 meses	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento, Sobrecarga de uso	49694.78	49694.78

Siendo:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$ : cargas que actúan a partir del instante  $t_i$

$I_{e,i}$ : inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$ : inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de  $I_{e,v}$ , que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$ : momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio + Cargas permanentes – Tabiquería + Cargas permanentes – Pavimento + Sobrecarga de uso"

$$I_{e,v} : \underline{49694.78 \text{ cm}^4}$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

**Donde:**

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

$\alpha_i$ : coeficiente de combinación para el caso 'i'

$\alpha_A$	$\alpha_B$	$\alpha_{C1}$	$\alpha_{C2}$	$\alpha_{D1}$	$\alpha_{D2}$
0.18	0	0	0	0.72	0.095

**I<sub>ec</sub>**: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

**I<sub>ee1</sub>**: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

---

**I<sub>ee2</sub>**: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

Sección	I <sub>b</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f</sub> (cm <sup>4</sup> )	M <sub>f</sub> (t·m)	M <sub>a</sub> (t·m)	I <sub>ei</sub> (cm <sup>4</sup> )
Extremo (1)	90000.00	30222.78	-2.28	-5.65	34169.02
Centro de vano	90000.00	30222.78	-2.28	-1.58	90000.00
Extremo (2)	90000.00	15878.49	2.17	0.75	90000.00

Siendo:

**I<sub>b</sub>**: momento de inercia de la sección bruta

I<sub>f</sub>: momento de inercia de la sección fisurada

**M<sub>f</sub>**: momento de fisuración de la sección

**M<sub>a</sub>**: momento flector aplicado en la sección

**Flecha diferida**

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ( $f_{dif}(t_i, t_f)$ )

$f_{dif}(t_i, t_f)$ : flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

Intervalo de carga	t <sub>i</sub>	t <sub>f</sub>	Combinación de acciones	Δf <sub>i</sub> (mm)	ΣΔf <sub>i</sub> (mm)	ξ(t <sub>i</sub> )	ξ(t <sub>f</sub> )	λ(t <sub>i</sub> , t <sub>f</sub> )	f <sub>dif</sub> (t <sub>i</sub> , t <sub>f</sub> ) (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.03	0.05	0.67	1.00	0.33	0.01
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes Tabiquería	0.00	0.05	1.00	1.07	0.07	0.00

Intervalo de carga	$t_i$	$t_f$	Combinación de acciones	$\Delta f_i$ (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.00	0.05	1.07	1.40	0.33	0.01
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobre carga de uso	1.40	3.36	1.40	2.00	0.60	0.86

**Donde:**

**ti:** instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

**tf:** instante final de cada intervalo de carga considerado

**Δfi:** incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante ti, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes ti y ti - 1.

**ξ (ti):** coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

**ξ (tf):** coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

**λ (ti,tf):** factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (ti,tf).

**f(ted):** flecha total producida hasta el instante "3 meses"

**f(ted) : 0.04 mm**

La flecha total producida hasta el instante "ted" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

ANEXO 2 Modelo de cálculo para columnas

**Calculo Estructural en CYPE Columna**

**Modelo de Diseño**

**EJE (B,A)5 - EJE(C,D)5**

**1.- N+0.00 (0.1 - 2.5 M) C1, EJE B5 – D5**

Datos del pilar		
<p style="text-align: center;">0.4</p>	<b>Geometría</b> Dimensiones : 40x40 cm Tramo : -2.000/2.500 m Altura libre : 4.20 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	<b>Materiales</b> Hormigón : $f_c=280$ Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	<b>Longitud de pandeo</b> Plano ZX : 4.20 m Plano ZY : 4.20 m
	<b>Armadura longitudinal</b> Esquina : 4Ø20 Cara X : 4Ø16 Cara Y : 4Ø16 Cuantía : 1.79 %	<b>Armadura transversal</b> Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 Separación : 6 cm

**Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)**

**Armadura longitudinal**

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de  $s_{l,min}$  (Artículo 7.6.3):

**75 mm    <sup>3</sup> 40 mm    ✓**

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : 40 \text{ mm}$$

$$s_1 : 30 \text{ mm}$$

$$s_2 : 40 \text{ mm}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : 20.0 \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : 15 \text{ mm}$$

### Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de  $s_{t,min}$  (Artículo 7.6.3):

$$60 \text{ mm}^3 \quad 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{t,min} : 40 \text{ mm}$$

$$s_1 : 15 \text{ mm}$$

$$s_2 : 40 \text{ mm}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$


---

Siendo:

$d_{b,t}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : 10.0 \text{ mm}$$


---

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : 15 \text{ mm}$$


---

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder  $s_{t,max}$  (Artículo 7.10.5.2):

$$60 \text{ mm} \leq 256 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{t,max} : 256 \text{ mm}$$


---

$$s_1 : 256 \text{ mm}$$


---

$$s_2 : 480 \text{ mm}$$


---

$$s_3 : 400 \text{ mm}$$


---

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : 16.0 \text{ mm}$$


---

$d_{b,t}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : 10.0 \text{ mm}$$


---

$b_{min}$ : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : 400 \text{ mm}$$


---

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$\text{Ø}10$     <sup>3</sup>    **No. 10**    ✓

Donde:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.     $d_b$     :     $\text{Ø}20$

$d_{b,t}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.     $d_{b,t}$     :     $\text{Ø}10$

**Armadura mínima y máxima** (ACI 318M-11, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que  $0.01 \cdot A_g$  ni mayor que  $0.08 \cdot A_g$  (Artículo 10.9.1):

$28.66 \text{ cm}^2$     <sup>3</sup>     $16.00 \text{ cm}^2$     ✓

$28.66 \text{ cm}^2$     £     $128.00 \text{ cm}^2$     ✓

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.     $A_g$     :     $1600.00$      $\text{cm}^2$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)** (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$h$     :     $0.040$     ✓

Donde:

$V_{u,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.  $V_{u,y} : 0.665 \quad t$

$f \cdot V_{n,y}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.  $f \cdot V_{n,y} : 16.807 \quad t$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : 22.409 \quad t$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2)

Cuando  $M_m$  es negativo,  $V_c$  debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : 22.409 \quad t$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.  $f'_c : 280.00 \quad \text{kp/cm}^2$

Siendo:

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.  $b_w : 400 \quad \text{mm}$

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 279 mm

**M<sub>m</sub>** : -4.118 t·m

Donde:

**M<sub>u</sub>**: Momento mayorado en la sección. **M<sub>u</sub>** : -2.186 t·m

**N<sub>u</sub>**: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N<sub>u</sub>** : 38.182 t

**h**: Altura de un elemento. **h** : 400.00 mm

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón. **A<sub>g</sub>** : 1600.00 cm<sup>2</sup>

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)**

Se debe satisfacer:

**h** : 0.469 ✓

Donde:

**V<sub>u</sub>**: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **V<sub>u,x</sub>** : 3.483 t

**V<sub>u,y</sub>** : 0.014 t

**f·V<sub>n</sub>**: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **f·V<sub>n,x</sub>** : 7.433 t

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{13.162} \quad t$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.1 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM-SX".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{9.911} \quad t$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2)

$$V_c : \underline{9.911} \quad t$$

([MPa]  $f'_c$ )

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{17.550} \quad t$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{280.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$r_w : 0.016$$


---

Siendo:

**A<sub>s</sub>**: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.  $A_s : 18.35 \text{ cm}^2$

---

**b<sub>w</sub>**: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.  $b_w : 400 \text{ mm}$

---

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.  $d : 279 \text{ mm}$

---

$$M_m : 8.381 \text{ t}\cdot\text{m}$$


---

Donde:

**M<sub>u</sub>**: Momento mayorado en la sección.  $M_u : -8.657 \text{ t}\cdot\text{m}$

---

**N<sub>u</sub>**: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.  $N_u : 1.672 \text{ t}$

---

**h**: Altura de un elemento.  $h : 400.00 \text{ mm}$

---

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón.  $A_g : 1600.00 \text{ cm}^2$

---

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : 17.550 \text{ t}$$


---

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

---

Cuando  $M_m$  es negativo,  $V_c$  debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{17.550} \quad t$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.  $f'_c : \underline{280.00} \quad \text{kp/cm}^2$

Siendo:

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.  $b_w : \underline{400} \quad \text{mm}$

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.  $d : \underline{279} \quad \text{mm}$

$$M_m : \underline{-0.259} \quad t \cdot m$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección.  $M_u : \underline{-0.017} \quad t \cdot m$

$N_u$ : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.  $N_u : \underline{1.672} \quad t$

$h$ : Altura de un elemento.  $h : \underline{400.00} \quad \text{mm}$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.  $A_g : \underline{1600.00} \quad \text{cm}^2$

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)** (ACI 318M-11, Artículo 10)

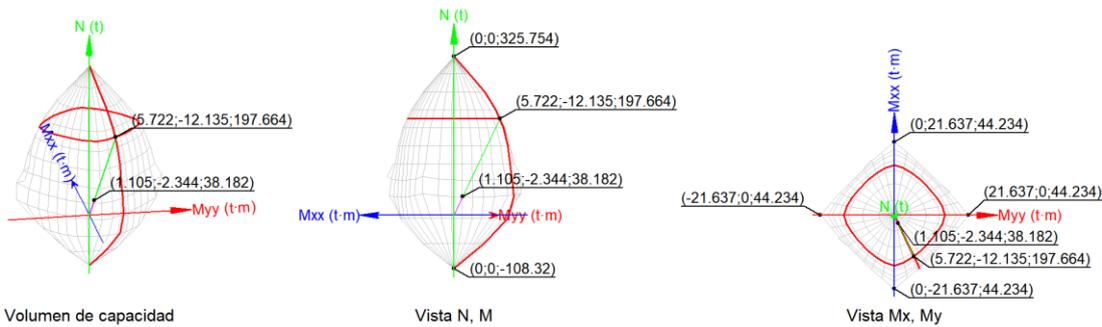
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

$$h : 0.172 \quad \checkmark$$

$$h : 0.193 \quad \checkmark$$

$$38.182 \text{ t} \quad \text{£} \quad 257.054 \text{ t} \quad \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección (h<sub>1</sub>)

P<sub>u</sub>, M<sub>u</sub> son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P<sub>u</sub>: Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 38.182 \quad \text{t}$$

M<sub>u</sub>: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : -2.186 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.031 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.	$f \cdot P_n$	: 222.525	t
$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.	$f \cdot M_{n,x}$	: -12.742	t·m
	$f \cdot M_{n,y}$	: 0.179	t·m

**Comprobación del estado límite de inestabilidad ( $h_2$ )**

$P_u, M_c$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$P_u$ : Axil solicitante de cálculo pésimo.	$P_u$	: 38.182	t
$M_c$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	$M_{c,x}$	: -2.344	t·m
	$M_{c,y}$	: 1.105	t·m

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.	$f \cdot P_n$	: 197.664	t
$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.	$f \cdot M_{n,x}$	: -12.135	t·m
	$f \cdot M_{n,y}$	: 5.722	t·m

**En el eje x:**

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$36.4 > 22.0$$

Donde:

$kl_u$ : Longitud efectiva.	$kl_u$	: 4.200	m
$r$ : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.	$r$	: 11.55	cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada  $P_u$  y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.10.6):

---

$$P_u : \frac{38.182}{\quad} \quad t$$

$$M_c : \frac{-2.344}{\quad} \quad t \cdot m$$

Donde:

$$M_2 : \frac{-2.186}{\quad} \quad t \cdot m$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \frac{1.031}{\quad} \quad t \cdot m$$

**h**: Altura de un elemento.

$$h : \frac{400.00}{\quad} \quad mm$$

$$d_{ns} : \frac{1.072}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{756.968}{\quad} \quad t$$

Donde:

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \frac{253675.00}{\quad} \quad kp/cm^2$$

**I<sub>g</sub>**: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \frac{213333.33}{\quad} \quad cm^4$$

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{4.200}{\quad} \quad m$$

**En el eje y:**

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$36.4 > 22.0$$

Donde:

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva. **kl<sub>u</sub>** : 4.200 m

**r**: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 11.55 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P<sub>u</sub> y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M<sub>c</sub> (Artículo 10.10.6):

**P<sub>u</sub>** : 38.182 t

**M<sub>c</sub>** : 1.105 t·m

Donde:

**M<sub>2</sub>** : 1.031 t·m

Siendo:

**M<sub>2,min</sub>** : 1.031 t·m

**h**: Altura de un elemento. **h** : 400.00 mm

**d<sub>ns</sub>** : 1.072

Siendo:

$$P_c : 756.968 \quad t$$

Donde:

$$E_c: \text{Módulo de elasticidad del concreto.} \quad E_c : 253675.00 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$I_g: \text{Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.} \quad I_g : 213333.33 \quad \text{cm}^4$$

$$k l_u: \text{Longitud efectiva.} \quad k l_u : 4.200 \quad \text{m}$$

### Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que  $f \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$f \cdot P_{n,max} : 257.054 \quad t$$

Siendo:

$$f'_c: \text{Resistencia específica a compresión del hormigón.} \quad f'_c : 280.00 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$f_y: \text{Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.} \quad f_y : 4200.00 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_g: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad A_g : 1600.00 \quad \text{cm}^2$$

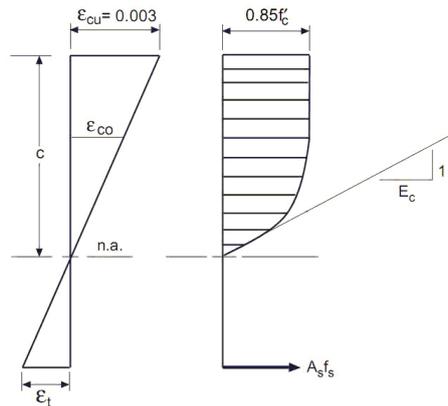
$$A_{st}: \text{Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.} \quad A_{st} : 28.66 \quad \text{cm}^2$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c$  : 280.00 kp/cm<sup>2</sup>

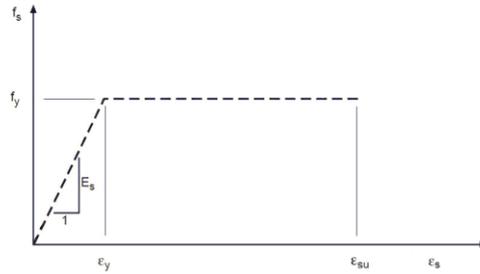
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

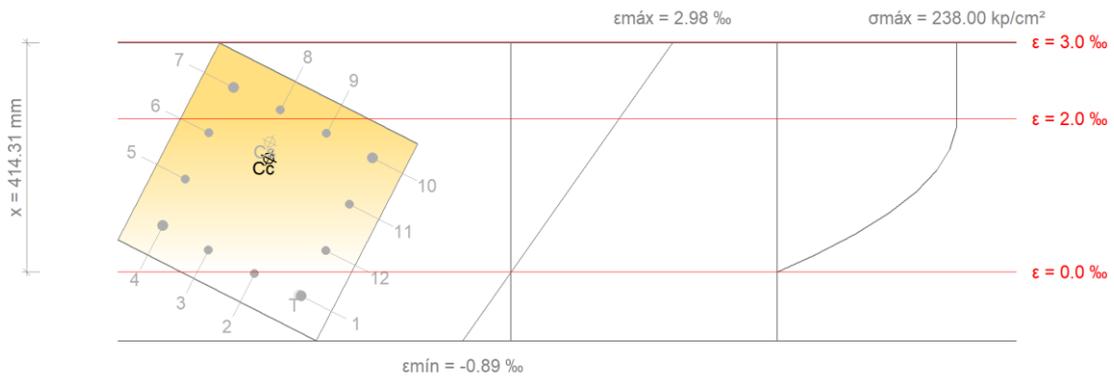


$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-140.00	140.00	-635.20	-0.000312
2	Ø16	-46.67	142.00	-36.79	-0.000018
3	Ø16	46.67	142.00	+587.78	+0.000288

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
4	Ø20	140.00	140.00	+1238.50	+0.000607
5	Ø16	142.00	46.67	+2472.47	+0.001213
6	Ø16	142.00	-46.67	+3693.05	+0.001811
7	Ø20	140.00	-140.00	+4200.00	+0.002403
8	Ø16	46.67	-142.00	+4200.00	+0.002110
9	Ø16	-46.67	-142.00	+3677.27	+0.001803
10	Ø20	-140.00	-140.00	+3026.54	+0.001484
11	Ø16	-142.00	-46.67	+1792.58	+0.000879
12	Ø16	-142.00	46.67	+572.00	+0.000281

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	245.394	25.55	-54.75
Cs	60.774	37.03	-81.36
T	2.070	-136.66	140.07

$$P_n : 304.099 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : -18.669 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 8.803 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C<sub>c</sub>: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 245.394 \text{ t}$$

C<sub>s</sub>: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 60.774 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 2.070 \text{ t}$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 25.55 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -54.75 \text{ mm}$$

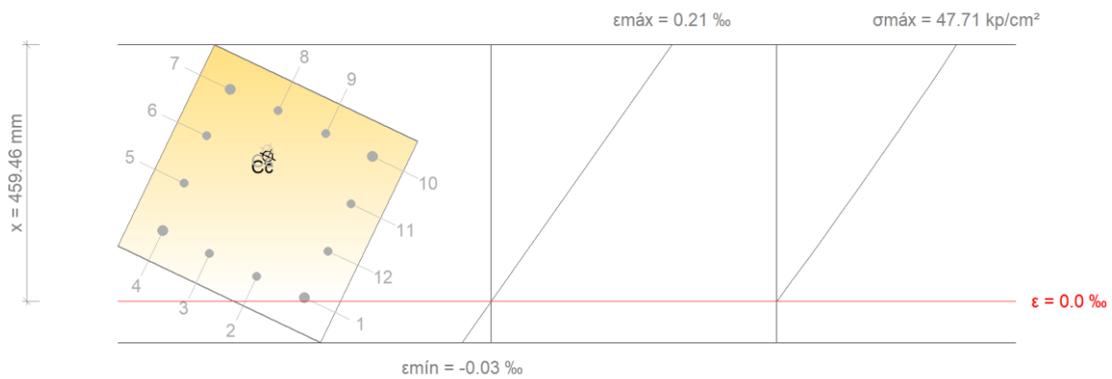
e<sub>cs</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 37.03 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -81.36 \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$ : $\overline{-136.66}$ mm
	$e_{T,y}$ : $\overline{140.07}$ mm
$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax}$ : $\overline{0.0030}$
$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax}$ : $\overline{0.0003}$
$s_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax}$ : $\overline{238.00}$ kp/cm <sup>2</sup>
$s_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax}$ : $\overline{635.20}$ kp/cm <sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-140.00	140.00	+5.79	+0.000003
2	Ø16	-46.67	142.00	+41.86	+0.000021
3	Ø16	46.67	142.00	+79.62	+0.000039
4	Ø20	140.00	140.00	+119.08	+0.000058
5	Ø16	142.00	46.67	+199.00	+0.000098
6	Ø16	142.00	-46.67	+278.11	+0.000136
7	Ø20	140.00	-140.00	+356.42	+0.000175
8	Ø16	46.67	-142.00	+320.35	+0.000157
9	Ø16	-46.67	-142.00	+282.59	+0.000139

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
10	Ø20	-140.00	-140.00	+243.13	+0.000119
11	Ø16	-142.00	-46.67	+163.21	+0.000080
12	Ø16	-142.00	46.67	+84.10	+0.000041

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.993	28.28	-60.10
Cs	5.190	33.21	-69.59
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u : 38.182 \text{ t}$$

$$M_{c,x} : -2.344 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : 1.105 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Cc: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 32.993 \text{ t}$$

Cs: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 5.190 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 28.28 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -60.10 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 33.21 \text{ mm}$$

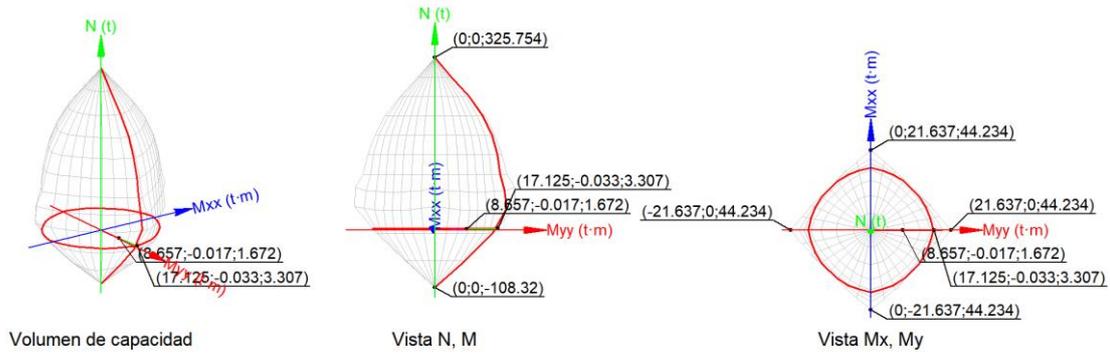
$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,y}$ : $-69.59$ mm
$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_T$ : $0.00$ mm
$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax}$ : $0.0002$
$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax}$ : $0.0000$
$s_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax}$ : $47.71$ kp/cm <sup>2</sup>
$s_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax}$ : $0.00$ kp/cm <sup>2</sup>

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)** (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.1 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+SX".

Se debe satisfacer:

$$h : 0.506 \quad \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 1.672 \quad t$$

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : -0.017 \quad t \cdot m$$

$$M_{u,y} : 8.657 \quad t \cdot m$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : 3.307 \quad t$$

$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : -0.033 \quad t \cdot m$$

$$f \cdot M_{n,y} : 17.125 \quad t \cdot m$$

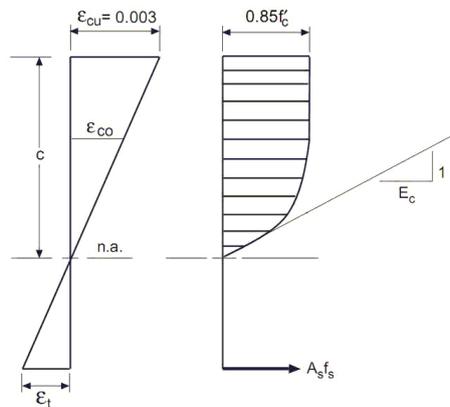
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

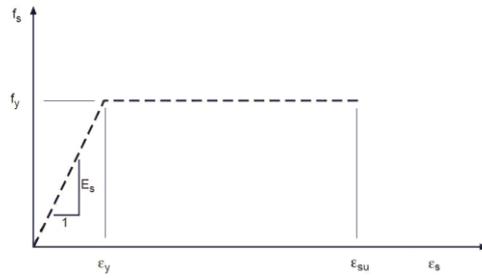
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$f'_c$ : Resistencia específica a compresión del hormigón.	$f'_c : 280.00 \text{ kp/cm}^2$
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.	$\epsilon_{cu} : 0.0030$
$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.	$\epsilon_{c0} : 0.0020$

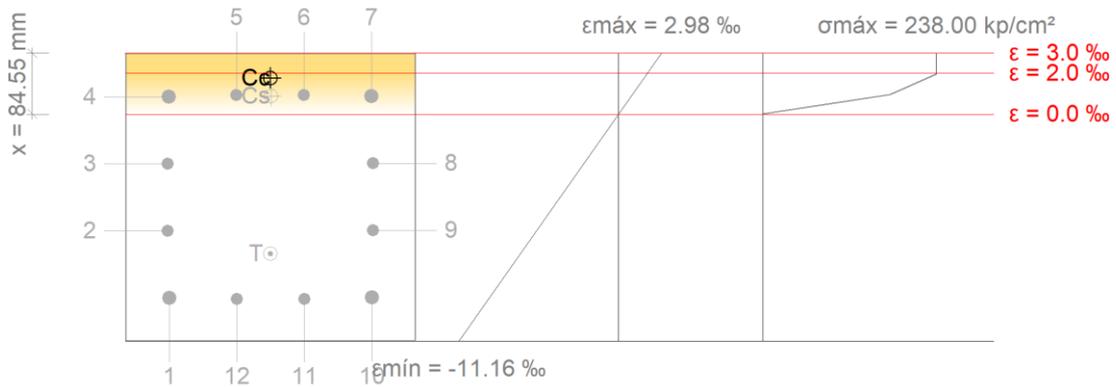
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-140.00	140.00	-4200.00	-0.009039
2	Ø16	-46.67	142.00	-4200.00	-0.005744
3	Ø16	46.67	142.00	-4200.00	-0.002448
4	Ø20	140.00	140.00	+1726.68	+0.000847
5	Ø16	142.00	46.67	+1881.77	+0.000923

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
6	Ø16	142.00	-46.67	+1892.88	+0.000928
7	Ø20	140.00	-140.00	+1760.02	+0.000863
8	Ø16	46.67	-142.00	-4200.00	-0.002432
9	Ø16	-46.67	-142.00	-4200.00	-0.005727
10	Ø20	-140.00	-140.00	-4200.00	-0.009022
11	Ø16	-142.00	-46.67	-4200.00	-0.009098
12	Ø16	-142.00	46.67	-4200.00	-0.009104

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	62.199	165.97	-0.34
Cs	18.546	140.82	-0.85
T	77.070	-79.07	0.00

$$P_n : 3.675 \quad t$$

$$M_{n,x} : -0.037 \quad t \cdot m$$

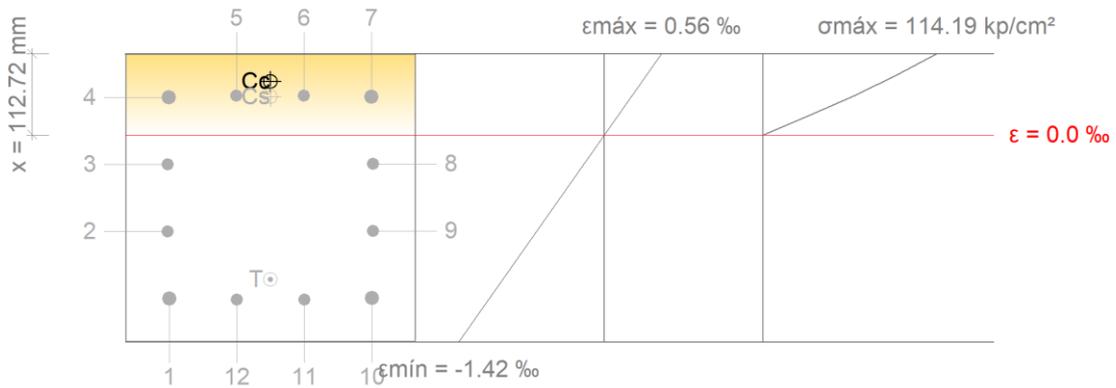
$$M_{n,y} : 19.028 \quad t \cdot m$$


---

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : 62.199 t
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : 18.546 t
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : 77.070 t
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : 165.97 mm <b>e<sub>cc,y</sub></b> : -0.34 mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : 140.82 mm <b>e<sub>cs,y</sub></b> : -0.85 mm
<b>e<sub>t</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>t,x</sub></b> : -79.07 mm <b>e<sub>t,y</sub></b> : 0.00 mm
<b>e<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>e<sub>cmax</sub></b> : 0.0030
<b>e<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>e<sub>smax</sub></b> : 0.0091
<b>s<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>s<sub>cmax</sub></b> : 238.00 kp/cm <sup>2</sup>
<b>s<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>s<sub>smax</sub></b> : 4200.00 kp/cm <sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø20	-140.00	140.00	-2297.53	-0.001127
2	Ø16	-46.67	142.00	-1356.33	-0.000665
3	Ø16	46.67	142.00	-415.10	-0.000204
4	Ø20	140.00	140.00	+526.15	+0.000258
5	Ø16	142.00	46.67	+547.84	+0.000269
6	Ø16	142.00	-46.67	+549.35	+0.000269
7	Ø20	140.00	-140.00	+530.70	+0.000260
8	Ø16	46.67	-142.00	-410.49	-0.000201
9	Ø16	-46.67	-142.00	-1351.72	-0.000663
10	Ø20	-140.00	-140.00	-2292.98	-0.001125
11	Ø16	-142.00	-46.67	-2314.66	-0.001135
12	Ø16	-142.00	46.67	-2316.18	-0.001136

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	26.987	161.58	-0.36
Cs	5.527	140.80	-0.39
T	30.842	-114.08	0.15

$$P_u : 1.672 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -0.017 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 8.657 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Cc: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 26.987 \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s$ : $\overline{5.527}$ t
$T$ : Resultante de tracciones en el acero.	$T$ : $\overline{30.842}$ t
$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$ : $\overline{161.58}$ mm $e_{cc,y}$ : $\overline{-0.36}$ mm
$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$ : $\overline{140.80}$ mm $e_{cs,y}$ : $\overline{-0.39}$ mm
$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$ : $\overline{-114.08}$ mm $e_{T,y}$ : $\overline{0.15}$ mm
$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax}$ : $\overline{0.0006}$
$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax}$ : $\overline{0.0011}$
$s_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax}$ : $\overline{114.19}$ kp/cm <sup>2</sup>
$s_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax}$ : $\overline{2316.18}$ kp/cm <sup>2</sup>

**Criterios de diseño por sismo** (ACI 318M-11, Artículo 21)

**Geometría**

La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300.00 mm (Artículo 21.6.1.1):

$$400.00 \text{ mm} \quad \supset \quad 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.       $b$  :  $\overline{400.00}$  mm

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4 (Artículo 21.6.1.2):

$$1.0 \quad \supset \quad 0.4 \quad \checkmark$$

Donde:

<b>b:</b> Dimensión menor de la sección del soporte.	<b>b</b>	:	<u>400.00</u>	mm
<b>h:</b> Dimensión mayor de la sección del soporte.	<b>h</b>	:	<u>400.00</u>	mm

### Armadura longitudinal

El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0.01 \cdot A_g$  ni mayor que  $0.06 \cdot A_g$  (Artículo 21.6.3.1):

$$28.66 \text{ cm}^2 \quad \geq \quad 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$28.66 \text{ cm}^2 \quad \leq \quad 96.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

<b>A<sub>g</sub>:</b> Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>g</sub></b>	:	<u>1600.00</u>	cm <sup>2</sup>
---	----------------------	---	----------------	-----------------

### Armadura transversal

Más allá de la longitud  $l_0$ , el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento,  $s$ , medido centro a centro que no exceda  $s_{max}$  (Artículo 21.6.4.5):

$$60 \text{ mm} \quad \leq \quad 96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

<b>s<sub>max</sub>:</b> Valor mínimo de $s_1, s_2$ .	<b>s<sub>max</sub></b>	:	<u>96</u>	mm
--	------------------------	---	-----------	----

$$s_1 \quad : \quad \underline{96} \quad \text{mm}$$

$$s_2 \quad : \quad \underline{150} \quad \text{mm}$$

Siendo:

<b>d<sub>b</sub>:</b> Diámetro de la barra comprimida más delgada.	<b>d<sub>b</sub></b>	:	<u>16.0</u>	mm
--	----------------------	---	-------------	----

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos,  $h_x$ , dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro (Artículo 21.6.4.2):

En el eje X:

**108 mm**      £ **350 mm**      ✓

Donde:

$h_x$ : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$h_x$                       : 108                      mm

En el eje Y:

**108 mm**      £ **350 mm**      ✓

Donde:

$h_x$ : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$h_x$                       : 108                      mm

**Criterios de diseño por sismo** (NEC-14)

**Requisitos para elementos en flexocompresión (4.3.1)**

Los requisitos de este artículo se aplican a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- (a) Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas.
- (b) Soporten fuerzas axiales que excedan  $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$  en alguna de las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- (c) La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 o en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.

(d) La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm.

(b)	195661 N	$\geq 0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$	= 432000 N	✓
(c)	1.00000		$\geq 0.40000$	✓
(d)	400 mm		$\geq 300$ mm	✓

**dimensión mayor de la sección transversal** : 400 mm

**dimensión menor de la sección transversal** : 400 mm

**altura libre** : 4200 mm

**fuerza axial** : 195661 N

**$f'_c$**  : 27 MPa

**$A_g$**  : 160000 mm<sup>2</sup>

### Cuantía máxima de refuerzo longitudinal (4.3.3)

La razón  $r_g$  del área de refuerzo longitudinal al área bruta de la sección,  $A_g$ , no puede ser menor que 0.01 ni mayor que 0.03.

$$0.01000 \leq r_g = 0.01791 \leq 0.03000 \quad \checkmark$$

**$A_g$**  : 160000 mm<sup>2</sup>

**$r_g$**  : 0.01791

### Confinamiento (4.3.4)

El confinamiento especial en la región definida en el inciso 4.3.4.1 debe tener las siguientes características:

(b) El área de refuerzo en forma de estribos rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

---

	$b_c$ (mm)	$A_{sh}$ (mm <sup>2</sup> )	(4-11) (mm <sup>2</sup> )	(4-12) (mm <sup>2</sup> )	max ((4-11), (4-12)) (mm <sup>2</sup> )	
<b>X</b>	310	314	243	110	243	✓
<b>Y</b>	310	314	243	110	243	✓ *

(\*): pésimo

$A_g, A_{ch}$  = área bruta y área de la conexión interior confinada, respectivamente, mm<sup>2</sup>.

$$A_g : 160000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} : 96100 \text{ mm}^2$$

$A_{sh}$  = área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación  $s$  y perpendicular a la dimensión  $b_c$ , mm<sup>2</sup>.

$f_{yt}$  = esfuerzo de fluencia del acero transversal, MPa.

$$f_{yt} : 412 \text{ MPa}$$

$$f'_c : 27 \text{ MPa}$$

$s$  = separación, centro a centro, entre estribos, mm.

$$s : 60 \text{ mm}$$

$b_c$  = distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm.

### Confinamiento (4.3.4)

En las regiones excluidas de los requisitos de confinamiento especial del inciso 4.3.4.1. la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 150 mm.

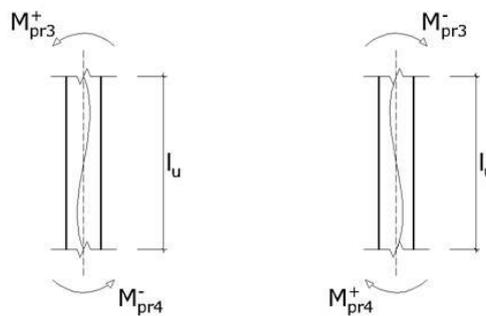
$$s: 60 \text{ mm} \leq \min(96, 150) \text{ mm} = 96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\text{diámetro menor del refuerzo longitudinal} : 16.00 \text{ mm}$$

### **Cortante de diseño para columnas. (ACI 318M-11)**

La fuerza cortante de diseño,  $V_e$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento (Artículo 21.6.5.1).

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en  $M_{pr}$  de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

Donde:

$f$ : Factor de reducción de resistencia       $f$ : 0.75

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante.

$V_e$ : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre  $V_{e1}$ ,  $V_{e2}$ .

Siendo:

$l_u$ : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

$M_{pr}$ : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos  $1.25 \cdot f_y$ .

	$l_u$ (m)	$M_{pr4}^+$ (t·m)	$M_{pr4}^-$ (t·m)	$M_{pr3}^+$ (t·m)	$M_{pr3}^-$ (t·m)	$V_{e1}$ (t)	$V_{e2}$ (t)	$V_e$ (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
<b>Cortante en el eje Y</b>	4.20	22.09	22.09	18.36	16.88	9.63	9.28	9.63	29.82	✓*

(\*): pésimo

### Diseño del refuerzo principal en columnas, 4.3.2 (NEC-14)

Las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos (en ambas direcciones horizontales) y carga axial. Los momentos últimos para el diseño no deberán ser menores a los calculados con la siguiente ecuación:

donde  $S_E$  es la demanda obtenida en el análisis  $f^0$  es el factor de sobre resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña y  $w_f$  es un factor de amplificación dinámica.

$$201.50 \text{ kN}\cdot\text{m}^3 \quad 120.49 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

El valor del factor de sobre resistencia  $f^0$ , calculado con la ecuación (4-7), es el cociente entre la capacidad en sobre resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña y la capacidad requerida por el análisis.

El factor de amplificación dinámica  $w_f$  para flexión depende de la demanda de ductilidad  $m$  en la estructura y debe aplicarse desde el nivel 1 hasta un nivel a 3/4 de la altura de la estructura, el valor máximo se calcula con la ecuación 4.8.

	$f^0$	$m$	$w_f$	$M_E$ (kN·m)	$M_{CP}$ (kN·m)	$f_s \cdot M_N$ (kN·m)	
<b>SX+</b>	0.00	1.00	1.00	9.72	0.00	201.50	✓
<b>SX-</b>	0.00	1.00	1.00	9.72	0.00	201.50	✓
<b>SY+</b>	1.65	1.00	1.00	38.62	63.72	201.50	✓
<b>SY-</b>	3.12	1.00	1.00	38.62	120.49	201.50	✓ *

(\*): pésimo

**Resistencia a cortante de elementos en flexocompresión, 5.2.2 (NEC-14)**

La resistencia a cortante última de elementos en flexión-compresión debe ser mayor o igual a la requerida por el análisis de la estructura  $V_E$ , multiplicada por el factor de sobre resistencia de las vigas que llegan al nudo. Sin embargo, no necesita ser mayor que la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, como se muestra en la ecuación 4.18.

$$292.52 \text{ kN} \cdot \text{m} > 92.82 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

$H$  = altura libre de la columna.

$M_b, M_t$  = capacidades en momento multiplicada por el factor de sobre resistencia, en los extremos de elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga.

	$f^0$	$m$	$M_t^0$ (kN·m)	$M_b^0$ (kN·m)	$H_c$ (m)	$V_{E,base}$ (kN)	$V_E$ (kN)	$f_s \cdot V_n$ (kN)	
<b>X</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓
<b>Y</b>	3.12	3.00	216.71	214.52	4.20	27.14	27.14	292.52	✓ *

(\*): pésimo



ANEXO 3 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno  
EJE (A, E)3; EJE (A, E)4

Diseño de la Subestructura para viga en Doble "T"

EJE (A, E)3; EJE (A, E)4

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A, E)3

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p <sup>o</sup> simos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+4.00 (2.3 - 4 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	9.5	74.6	Cumple	Cumple	Cumple	74.6	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	7.87	-3.47	-0.11	0.12	-4.23	Cumple
		2.3 m	Cumple	Cumple	38.0	94.3	Cumple	Cumple	Cumple	94.3	G, Q <sup>(4)</sup>	N, M	23.89	-15.22	0.01	-0.02	-0.27	Cumple
N+4.00 (1 - 2.3 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	9.5	55.9	Cumple	Cumple	Cumple	55.9	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	9.65	7.52	0.19	0.12	-4.23	Cumple
											G, Q, S <sup>(6)</sup>	N, M S.	10.25	-17.34	-0.26	-0.15	4.06	
N+0.00 (-0.7 - 1 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	14.0	53.6	Cumple	Cumple	Cumple	53.6	G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	27.47	3.05	3.90	-5.54	2.53	Cumple
		-0.7 m	Cumple	Cumple	71.7	99.2	Cumple	Cumple	Cumple	99.2	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N, M S.	17.01	16.99	-0.04	0.08	-4.80	Cumple
N+0.00 (-2 - -0.7 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	13.8	99.7	Cumple	Cumple	Cumple	99.7	G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	29.46	-3.45	-10.51	-5.53	2.49	Cumple
											G, Q, S <sup>(3)</sup>	N, M S.	20.85	30.84	-0.50	-0.23	-5.71	
Fundación	65x35	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	99.7	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	99.7	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N, M S.	20.85	30.84	-0.50	-0.23	-5.71	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa+SY  
<sup>(4)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
<sup>(5)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SY  
<sup>(6)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY  
<sup>(7)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SX  
<sup>(8)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX

1.2.- C2 EJE (A, E)4

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p <sup>o</sup> simos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+4.00 (2.3 - 4 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	9.4	68.2	Cumple	Cumple	Cumple	68.2	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	7.56	-6.35	-0.09	0.09	4.19	Cumple
		2.3 m	Cumple	Cumple	38.5	94.2	Cumple	Cumple	Cumple	94.2	G, Q <sup>(4)</sup>	N, M	21.43	-13.88	-0.05	0.02	0.27	Cumple
N+4.00 (1 - 2.3 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	9.6	56.4	Cumple	Cumple	Cumple	56.4	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S., N, M S.	9.33	-17.24	0.14	0.09	4.19	Cumple
											G, Q, S <sup>(6)</sup>	N, M S.	16.52	16.89	-0.02	-0.03	-4.70	
N+0.00 (-0.7 - 1 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	14.0	53.9	Cumple	Cumple	Cumple	53.9	G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	27.47	3.02	-3.90	5.54	2.50	Cumple
		-0.7 m	Cumple	Cumple	72.0	98.6	Cumple	Cumple	Cumple	98.6	G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	19.32	3.95	-10.50	5.52	2.47	Cumple
N+0.00 (-2 - -0.7 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	13.9	100.0	Cumple	Cumple	Cumple	100.0	G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	29.46	-3.41	10.51	5.53	2.47	Cumple
											G, Q, S <sup>(6)</sup>	N, M S.	18.92	30.28	0.10	0.05	-5.46	
Fundación	65x35	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	100.0	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	100.0	G, Q, S <sup>(6)</sup>	N, M S.	18.92	30.28	0.10	0.05	-5.46	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY  
<sup>(4)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
<sup>(5)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+SY  
<sup>(6)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+SY  
<sup>(7)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX

## 2.- VIGAS

### 2.1.- N+1.00

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																		Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N, M	N, M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>at</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xst</sub>	TV <sub>yst</sub>	T <sub>Disp.sl</sub>	T <sub>Disp.st</sub>	T <sub>Geom.sl</sub>	T <sub>Arm.sl</sub>		Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: C1 - C2	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.322 m' η = 0.1	'0.285 m' η = 90.3	N.P. (1)	'0.000 m' η = 122.3	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (3)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	'0.000 m' Error (1)	Error (1)	Error (2)	Error (3)	<b>ERROR</b>
V-202: C1 -	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 58.7	'0.000 m' η = 29.2	'0.000 m' η = 96.0	'0.000 m' η = 32.4	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (3)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	'1.354 m' Cumple	'1.083 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 96.0
V-203: C2 -	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 59.2	'0.000 m' η = 29.4	'0.000 m' η = 96.5	'0.000 m' η = 32.5	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (3)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	'1.354 m' Cumple	'1.083 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 96.5

**Notación:**  
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras  
 Arm.: Armadura mínima y máxima  
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)  
 Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)  
 N, M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)  
 N, M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)  
 T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.  
 T<sub>at</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
 T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.  
 TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.  
 TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua  
 TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua  
 TV<sub>xst</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.  
 TV<sub>yst</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.  
 T<sub>Disp.sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Disp.st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.  
 T<sub>Geom.sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Arm.sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.  
 Sism.: Criterios de diseño por sismo  
 Disp. S.: Criterios de diseño por sismo  
 Cap. H: Cortante de diseño para vigas.  
 Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1  
 x: Distancia al origen de la barra  
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):  
 (1) No hay interacción entre axial y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.  
 (2) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento toros.  
 (3) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Errores:  
 (1) No cumple: 'Criterio de diseño por sismo'  
 (2) No cumple: 'Cortante de diseño para vigas.'  
 (3) No cumple: 'Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1'

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC <sub>c,sup.</sub>	SC <sub>c,lat.Der.</sub>	SC <sub>c,inf.</sub>	SC <sub>c,lat.Izq.</sub>	
V-201: C1 - C2	N.P. (1)	N.P. (1)	N.P. (1)	N.P. (1)	<b>NO PROCEDE</b>
V-202: C1 -	x: 0 m Cumple	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	<b>CUMPLE</b>
V-203: C2 -	x: 0 m Cumple	N.P. (2)	N.P. (2)	N.P. (2)	<b>CUMPLE</b>

**Notación:**  
 SC<sub>c,sup.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior  
 SC<sub>c,lat.Der.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha  
 SC<sub>c,inf.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior  
 SC<sub>c,lat.Izq.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda  
 x: Distancia al origen de la barra  
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):  
 (1) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.  
 (2) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica)	Estado
	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	
V-201: C1 - C2	f <sub>A,max</sub> : 0.00 mm f <sub>A,lim</sub> : 1.19 mm	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 -	f <sub>A,max</sub> : 5.57 mm f <sub>A,lim</sub> : 6.77 mm	<b>CUMPLE</b>

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-203: C2 -	$f_{A,max}$ : 5.60 mm $f_{A,lim}$ : 6.77 mm	<b>CUMPLE</b>

2.2.- N+4.00

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																		Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xst</sub>	TV <sub>ySt</sub>	T <sub>Disp.st</sub>	T <sub>Disp.sl</sub>	T <sub>Geom.sl</sub>	T <sub>Arm.st</sub>		Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-301: C1 - C2	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.322 m' $\eta = 0.1$	'0.285 m' $\eta = 38.1$	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.000 m' $\eta = 51.8$	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	'0.000 m' Error <sup>(1)</sup>	Error <sup>(1)</sup>	Error <sup>(2)</sup>	Error <sup>(3)</sup>	<b>ERROR</b>				
V-302: - C1	Cumple	'0.316 m' Cumple	'0.917 m' $\eta = 31.7$	'0.917 m' $\eta = 14.5$	'0.917 m' $\eta = 93.7$	'0.917 m' $\eta = 31.7$	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	'0.348 m' Cumple	'0.633 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> $\eta = 93.7$				
V-303: - C2	Cumple	'0.316 m' Cumple	'0.917 m' $\eta = 28.4$	'0.917 m' $\eta = 13.1$	'0.917 m' $\eta = 84.2$	'0.917 m' $\eta = 28.7$	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	'0.348 m' Cumple	'0.633 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> $\eta = 84.2$				

**Notación:**  
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras  
 Arm.: Armadura mínima y máxima  
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)  
 Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)  
 N, M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)  
 N, M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)  
 T: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.  
 T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
 T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.  
 TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.  
 TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua  
 TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua  
 TV<sub>xst</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.  
 TV<sub>ySt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.  
 T<sub>Disp.sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Disp.st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.  
 T<sub>Geom.sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Arm.st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.  
 Sism.: Criterios de diseño por sismo  
 Disp. S.: Criterios de diseño por sismo  
 Cap. H: Cortante de diseño para vigas.  
 Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1  
 x: Distancia al origen de la barra  
 $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

**Comprobaciones que no proceden (N.P.):**  
<sup>(1)</sup> No hay interacción entre axial y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.  
<sup>(2)</sup> La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento toros.  
<sup>(3)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Errores:**  
<sup>(1)</sup> No cumple: 'Criterio de diseño por sismo'  
<sup>(2)</sup> No cumple: 'Cortante de diseño para vigas.'  
<sup>(3)</sup> No cumple: 'Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1'

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC, sup.	SC, Lat.Der.	SC, inf.	SC, Lat.Izq.	
V-301: C1 - C2	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.285 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-302: - C1	x: 1.265 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-303: - C2	x: 1.265 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>

**Notación:**  
 SC, sup.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior  
 SC, Lat.Der.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha  
 SC, inf.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior  
 SC, Lat.Izq.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda  
 x: Distancia al origen de la barra  
 $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

**Comprobaciones que no proceden (N.P.):**  
<sup>(1)</sup> No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A, \max} \leq f_{A, \lim}$ $f_{A, \lim} = L/480$	Estado
V-301: C1 - C2	$f_{A, \max}$ : 0.00 mm $f_{A, \lim}$ : 1.19 mm	<b>CUMPLE</b>
V-302: - C1	$f_{A, \max}$ : 2.44 mm $f_{A, \lim}$ : 5.27 mm	<b>CUMPLE</b>
V-303: - C2	$f_{A, \max}$ : 1.96 mm $f_{A, \lim}$ : 5.27 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: (C1 EJE (A, E)3 - C2 EJE (A, E)4)		
Dimensiones: 370 x 370 x 100		
Armados: Xi: Ø22c/20 Yi: Ø22c/20 Xs: Ø22c/20 Ys:Ø22c/20		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Tensiones sobre el terreno:</p> <p><i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Tensión media en situaciones persistentes:</li> <li>-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:</li> <li>-Tensión máxima en situaciones persistentes:</li> <li>-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:</li> </ul>	<p>Máximo: 2.5 kp/cm<sup>2</sup> Calculado: 0.705 kp/cm<sup>2</sup></p> <p>Máximo: 3.75 kp/cm<sup>2</sup> Calculado: 1.19 kp/cm<sup>2</sup></p> <p>Máximo: 3.125 kp/cm<sup>2</sup> Calculado: 0.843 kp/cm<sup>2</sup></p> <p>Máximo: 4.687 kp/cm<sup>2</sup> Calculado: 2.407 kp/cm<sup>2</sup></p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Vuelco de la zapata:</p> <p><i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-En dirección X:</li> <li>-En dirección Y:</li> </ul>	<p>Reserva seguridad: 18.6 %</p> <p>Reserva seguridad: 9.8 %</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Flexión en la zapata:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-En dirección X:</li> <li>-En dirección Y:</li> </ul>	<p>Momento: 21.17 t·m</p> <p>Momento: 47.97 t·m</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cortante en la zapata:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-En dirección X:</li> <li>-En dirección Y:</li> </ul>	<p>Cortante: 0.00 t</p> <p>Cortante: 33.28 t</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Compresión oblicua en la zapata:</p> <p><i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Situaciones persistentes:</li> <li>-Situaciones accidentales sísmicas:</li> </ul>	<p>Máximo: 840 t/m<sup>2</sup></p> <p>Calculado: 30.38 t/m<sup>2</sup></p> <p>Calculado: 27.08 t/m<sup>2</sup></p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>

Referencia: (C1 EJE (A, E)3 - C2 EJE (A, E)4) Dimensiones: 370 x 370 x 100 Armados: Xi: Ø22c/20 Yi: Ø22c/20 Xs: Ø22c/20 Ys:Ø22c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Altura mínima: <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: -C1: -C2:	Calculado: 91 cm Mínimo: 65 cm Mínimo: 51 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 22 mm Calculado: 22 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple

Referencia: (C1 EJE (A, E)3 - C2 EJE (A, E)4)		
Dimensiones: 370 x 370 x 100		
Armados: Xi: Ø22c/20 Yi: Ø22c/20 Xs: Ø22c/20 Ys:Ø22c/20		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 35 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 41 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 4 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)5; EJE (B, D)5

Diseño de la Subestructura para viga en Doble "T"

EJE (A, E)5; EJE (B, D)5

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A, E)5

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p <sub>s</sub> imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)		Qx (kN)	Qy (kN)
N+0.00 (0.1 - 2.5 m)	40x40	Cabeza	Cumple	Cumple	11.7	28.5	Cumple	Cumple	Cumple	28.5	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	12.74	-0.73	-0.99	-3.48	-0.22	Cumple
			G, S <sup>(4)</sup>	N, M S.	-5.27	-3.98	0.00	0.00	-2.78									
		0.1 m	Cumple	Cumple	46.9	52.8	Cumple	Cumple	Cumple	52.8	G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	1.67	-0.02	-8.66	-3.48	-0.01	Cumple
			G, S <sup>(6)</sup>	N, M S.	1.67	-0.02	8.66	3.48	-0.01									
N+0.00 (-2 - 0.1 m)	40x40	Pie	Cumple	Cumple	11.7	92.9	Cumple	Cumple	Cumple	92.9	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	14.75	0.20	-15.61	-3.48	-0.22	Cumple
Fundación	40x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	92.9	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	92.9	G, S <sup>(5)</sup>	N, M S.	2.39	0.01	-15.62	-3.48	-0.01	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SX  
<sup>(4)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SY  
<sup>(5)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX  
<sup>(6)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SX

1.2.- C2 EJE (B, D)5

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p <sub>s</sub> imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)		Qx (kN)	Qy (kN)
N+0.00 (0.1 - 2.5 m)	40x40	Cabeza	Cumple	Cumple	10.1	41.8	Cumple	Cumple	Cumple	41.8	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S., N, M S.	-4.83	4.37	0.01	0.00	2.99	Cumple
		0.1 m	Cumple	Cumple	42.5	30.5	Cumple	Cumple	Cumple	42.5	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	-3.77	-2.20	0.01	0.00	2.99	Cumple
			G, S <sup>(4)</sup>	N, M S.	0.87	-0.01	3.81	1.51	0.01									
N+0.00 (-2 - 0.1 m)	40x40	Pie	Cumple	Cumple	10.1	70.6	Cumple	Cumple	Cumple	70.6	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S., N, M S.	-2.81	-8.18	0.01	0.00	2.99	Cumple
Fundación	40x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	70.6	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	70.6	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N, M S.	-2.81	-8.18	0.01	0.00	2.99	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY  
<sup>(4)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SX

2.- VIGAS

2.1.- N+2.5

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																				Estado		
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N, M	N, M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>st</sub>	TV <sub>st</sub>	T <sub>r</sub> Disp.sl	T <sub>r</sub> Disp.st	T <sub>r</sub> Geom.sl	T <sub>r</sub> Arm.st	Sism.	Disp. S.		Cap. H	Cap. S
V-201: - C1	Cumple	0.248 m Cumple	0.645 m' η = 48.9	0.645 m' η = 16.1	1.042 m' η = 93.9	1.042 m' η = 31.4	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	0.248 m' Cumple	0.248 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> <b>η = 93.9</b>				
V-202: C1 - C2	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 25.2	0.000 m' η = 35.2	0.000 m' η = 90.1	0.902 m' η = 74.8	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	0.000 m' Cumple	0.000 m' Cumple	0.863 m' Cumple	0.863 m' Cumple	<b>CUMPLE</b> <b>η = 90.1</b>				

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																	Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N, M	N, M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>st</sub>	TV <sub>st</sub>	T <sub>r</sub> Disp.sl	T <sub>r</sub> Disp.st	T <sub>r</sub> Geom.sl		T <sub>r</sub> Arm.st	Sism.	Disp. S.	Cap. H
<p><b>Notación:</b>                      Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras                      Arm.: Armadura mínima y máxima                      Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)                      Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)                      N, M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)                      N, M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)                      T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.                      T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.                      T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.                      TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.                      TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua                      TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua                      TV<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.                      TV<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.                      T<sub>r</sub> Disp.sl: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.                      T<sub>r</sub> Disp.st: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.                      T<sub>r</sub> Geom.sl: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.                      T<sub>r</sub> Arm.st: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.                      Sism.: Criterios de diseño por sismo                      Disp. S.: Criterios de diseño por sismo                      Cap. H: Cortante de diseño para vigas.                      Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>																						
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento toros.                      (2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>																						

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC, sup.	SC, Lat.Der.	SC, inf.	SC, Lat.Izq.	
V-201: - C1	x: 1.29 m Cumple	N.P. (1)	N.P. (1)	N.P. (1)	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 - C2	x: 0 m Cumple	N.P. (2)	x: 1.15 m Cumple	N.P. (2)	<b>CUMPLE</b>
<p><b>Notación:</b>                      SC, sup.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior                      SC, Lat.Der.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha                      SC, inf.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior                      SC, Lat.Izq.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>					
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.                      (2) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A, max} \leq f_{A, lim}$ $f_{A, lim} = L/480$	Estado
V-201: - C1	$f_{A, max}$ : 5.34 mm $f_{A, lim}$ : 5.38 mm	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 - C2	$f_{A, max}$ : 2.27 mm $f_{A, lim}$ : 4.79 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: (C1 EJE (A, E)5 - C2 EJE (B, D)5)		
Dimensiones: 330 x 310 x 65		
Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25 Xs:Ø20c/25 Ys:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.455 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A, E)5 - C2 EJE (B, D)5) Dimensiones: 330 x 310 x 65 Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25 Xs:Ø20c/25 Ys:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.201 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.508 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.422 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 2.4 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 20.4 %	Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b>		
-En dirección X:	Momento: 16.63 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 16.22 t·m	Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b>		
-En dirección X:	Cortante: 15.46 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 15.19 t	Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Situaciones persistentes:	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup> Calculado: 49.81 t/m <sup>2</sup>	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 25.9 t/m <sup>2</sup>	Cumple
<b>Altura mínima:</b> <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>		
	Mínimo: 21 cm Calculado: 65 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en fundación:</b>		
-C1:	Calculado: 56 cm Mínimo: 24 cm	Cumple
-C2:	Mínimo: 20 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i>		
-Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 20 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A, E)5 - C2 EJE (B, D)5) Dimensiones: 330 x 310 x 65 Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25 Xs:Ø20c/25 Ys:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 106 cm Mínimo: 59 cm Calculado: 59 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 202 cm Mínimo: 32 cm Calculado: 32 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de los ganchos: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 32 cm Calculado: 32 cm Calculado: 32 cm Calculado: 32 cm Calculado: 32 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 5 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)-2

Calculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación

Diseño de la Subestructura para viga en Doble "T"

EJE (A, E)-2

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A, E)-2

Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)		Qx (kN)	Qy (kN)
N+0.00 (1.565 - 5.43 m)	40x35	Cabeza	Cumple	Cumple	3.3	88.6	Cumple	Cumple	Cumple	88.6	G, S <sup>(3)</sup>	Q S.	0.64	-0.69	0.00	0.00	0.92	Cumple
		1.565 m	Cumple	Cumple	13.7	90.6	Cumple	Cumple	Cumple	90.6	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	21.01	-13.70	0.07	0.00	0.00	Cumple
N+0.00 (-2 - 1.565 m)	40x35	Pie	Cumple	Cumple	3.3	91.3	Cumple	Cumple	Cumple	91.3	G, Q, S <sup>(5)</sup>	Q S.	10.00	-11.44	0.02	0.00	0.92	Cumple
											G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	24.00	-13.70	0.07	0.00	0.00	
Fundación	40x35	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	91.3	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	91.3	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	24.00	-13.70	0.07	0.00	0.00	Cumple

Notas:  
 (1) La comprobación no procede  
 (2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
 (3) 1.2-PP+1.2-CM-SY  
 (4) 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
 (5) 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY

2.- VIGAS

2.1.- N+5.43

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																		Estado			
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xSt</sub>	TV <sub>ySt</sub>	T <sub>i</sub> Disp <sub>s</sub>	T <sub>i</sub> Geom <sub>s</sub>	T <sub>i</sub> Arm <sub>s</sub>	Sism.		Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: - C1	Cumple	'0.248 m' Cumple	'1.007 m' η = 39.9	'1.007 m' η = 18.2	'1.007 m' η = 84.1	'1.007 m' η = 28.1	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.248 m' Cumple	'0.941 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 84.1				

Notación:  
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras  
 Arm.: Armadura mínima y máxima  
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)  
 Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)  
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)  
 N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)  
 T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.  
 T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
 T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.  
 TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.  
 TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua  
 TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua  
 TV<sub>xSt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.  
 TV<sub>ySt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.  
 T<sub>i</sub>Disp<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.  
 T<sub>i</sub>Geom<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.  
 T<sub>i</sub>Arm<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cantidad mínima de estribos cerrados.  
 Sism.: Criterios de diseño por sismo  
 Disp. S.: Criterios de diseño por sismo  
 Cap. H: Cortante de diseño para vigas.  
 Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1  
 x: Distancia al origen de la barra  
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):  
 (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.  
 (2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
V-201: - C1	x: 1.255 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
<p><b>Notación:</b>  <i>SC,sup.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior  <i>SC,Lat.Der.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha  <i>SC,inf.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior  <i>SC,Lat.Izq.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda  <i>x:</i> Distancia al origen de la barra  <i>η:</i> Coeficiente de aprovechamiento (%)  <i>N.P.:</i> No procede</p>					
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):  <sup>(1)</sup> No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: - C1	$f_{A,max}$ : 4.46 mm $f_{A,lim}$ : 5.23 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: C1 EJE (A,E)2		
Dimensiones: 165 x 335 x 75		
Armados: Xi:Ø20c/20 Yi:Ø20c/20 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Tensiones sobre el terreno:  <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.612 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.738 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.552 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 4.402 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
<p>Vuelco de la zapata:  <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i></p>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 6.8 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 156.4 %	Cumple
<p>Flexión en la zapata:</p>		
-En dirección X:	Momento: 6.61 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 14.14 t·m	Cumple
<p>Cortante en la zapata:</p>		

Referencia: C1 EJE (A,E)2 Dimensiones: 165 x 335 x 75 Armados: Xi:Ø20c/20 Yi:Ø20c/20 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Cortante: 6.57 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 10.69 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup>	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 42.96 t/m <sup>2</sup>	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 17.89 t/m <sup>2</sup>	Cumple
Altura mínima: <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: - C1:	Mínimo: 47 cm Calculado: 66 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		

Referencia: C1 EJE (A,E)2 Dimensiones: 165 x 335 x 75 Armados: Xi:Ø20c/20 Yi:Ø20c/20 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 88 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 81 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 81 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 88 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 81 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 81 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 32 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 32 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 32 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 32 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 32 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 6 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno EJE (A, E)1

Diseño de la Subestructura para viga en Doble "T"

EJE (A, E)1

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A,E)1

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)	
N+0.00 (1.65 - 5.85 m)	50x40	Cabeza	Cumple	Cumple	10.6	12.8	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	12.8	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	10.45	2.85	0.07	0.00	-3.80	Cumple
		1.65 m	Cumple	Cumple	43.0	75.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	75.4	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	31.39	2.33	0.21	0.00	0.00	Cumple
N+0.00 (-2 - 1.65 m)	50x40	Pie	Cumple	Cumple	10.5	99.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	99.9	G, Q, S <sup>(6)</sup>	Q S.	14.83	0.76	-29.80	-3.80	0.00	Cumple
												G, Q, S <sup>(2)</sup>	N,M S.	14.83	30.62	0.07	0.00	-3.80	Cumple
Fundación	50x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	99.9	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	99.9	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	14.83	30.62	0.07	0.00	-3.80	Cumple	

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa+SY  
<sup>(4)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
<sup>(5)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SY  
<sup>(6)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SX

2.- VIGAS

2.1.- N+5.30

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																				Estado			
Vigas	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>ax</sub>	T <sub>ay</sub>	T <sub>NMx</sub>	T <sub>Vx</sub>	T <sub>Vy</sub>	T <sub>VxSx</sub>	T <sub>VySy</sub>	T <sub>Disp.<sub>s</sub></sub>	T <sub>Disp.<sub>s</sub></sub>	T <sub>Geom.<sub>s</sub></sub>	T <sub>Arm.<sub>s</sub></sub>	Sism.		Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: - C1	Cumple	'0.463 m' Cumple	'0.463 m' η = 44.9	'0.463 m' η = 20.9	'0.000 m' η = 37.9	'0.000 m' η = 12.3	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.463 m' Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 44.9				
V-202: C1 -	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 45.1	'0.000 m' η = 20.9	'0.463 m' η = 40.0	'0.463 m' η = 13.0	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.000 m' Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 45.1				

Notación:  
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras  
 Arm.: Armadura mínima y máxima  
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)  
 Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)  
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)  
 N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)  
 T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.  
 T<sub>ax</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
 T<sub>ay</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.  
 T<sub>NMx</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.  
 T<sub>Vx</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua  
 T<sub>Vy</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua  
 T<sub>VxSx</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.  
 T<sub>VySy</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.  
 T<sub>Disp.<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Disp.<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.  
 T<sub>Geom.<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Arm.<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.  
 Sism.: Criterios de diseño por sismo  
 Disp. S.: Criterios de diseño por sismo  
 Cap. H: Cortante de diseño para vigas.  
 Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1  
 x: Distancia al origen de la barra  
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):  
<sup>(1)</sup> La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)						Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.Alma	SC,Sup.Ala Der.	SC,Lat.Ala Der	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
V-201: - C1	x: 0.463 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.463 m Cumple	x: 0.463 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 -	x: 0 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	<b>CUMPLE</b>

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)						Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.Alma	SC,Sup.Ala Der.	SC,Lat.Ala Der	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
<p><b>Notación:</b>  <i>SC,sup.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior  <i>SC,Lat.Der.Alma:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha del alma  <i>SC,Sup.Ala Der.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior del ala derecha  <i>SC,Lat.Ala Der.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral del ala derecha  <i>SC,inf.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior  <i>SC,Lat.Izq.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda  <i>x:</i> Distancia al origen de la barra  <i>η:</i> Coeficiente de aprovechamiento (%)  <i>N.P.:</i> No procede</p>							
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):  <sup>(1)</sup> No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.  <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.</p>							

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: - C1	$f_{A,max}$ : 0.03 mm $f_{A,lim}$ : 1.93 mm	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 -	$f_{A,max}$ : 0.04 mm $f_{A,lim}$ : 1.93 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: C1 EJE (A,E)1		
Dimensiones: 325 x 440 x 75		
Armados: Xi:Ø22c/19 Yi:Ø22c/19 Xs:Ø22c/19 Ys:Ø22c/19		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Tensiones sobre el terreno:  <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.386 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.136 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.788 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.317 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
<p>Vuelco de la zapata:  <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i></p>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 19.6 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 88.9 %	Cumple
<p>Flexión en la zapata:</p>		
-En dirección X:	Momento: 30.79 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 21.78 t·m	Cumple

Referencia: C1 EJE (A,E)1 Dimensiones: 325 x 440 x 75 Armados: Xi:Ø22c/19 Yi:Ø22c/19 Xs:Ø22c/19 Ys:Ø22c/19		
Comprobación	Valores	Estado
Cortante en la zapata: -En dirección X: -En dirección Y:	Cortante: 18.46 t Cortante: 14.44 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> -Situaciones persistentes: -Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup> Calculado: 52.75 t/m <sup>2</sup> Calculado: 21.87 t/m <sup>2</sup>	Cumple Cumple
Altura mínima: <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: -C1:	Mínimo: 65 cm Calculado: 66 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i> -Armado inferior dirección X: -Armado superior dirección X: -Armado inferior dirección Y: -Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0027 Calculado: 0.0027 Calculado: 0.0027 Calculado: 0.0027	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> -Parrilla inferior: -Parrilla superior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 22 mm Calculado: 22 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> -Armado inferior dirección X: -Armado inferior dirección Y: -Armado superior dirección X: -Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 19 cm Calculado: 19 cm Calculado: 19 cm Calculado: 19 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i> -Armado inferior dirección X: -Armado inferior dirección Y: -Armado superior dirección X: -Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 19 cm Calculado: 19 cm Calculado: 19 cm Calculado: 19 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		

Referencia: C1 EJE (A,E)1 Dimensiones: 325 x 440 x 75 Armados: Xi:Ø22c/19 Yi:Ø22c/19 Xs:Ø22c/19 Ys:Ø22c/19		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 241 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 131 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 131 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 241 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 131 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 131 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 35 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 35 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 7 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Uno  
EJE C1

Diseño de la Subestructura para viga en Doble "T"

EJE C1

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 - EJE C1

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaliza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+0.00 (1.65 - 5.85 m)	45x45	Cabeza	Cumple	Cumple	4.6	20.7	Cumple	Cumple	Cumple	20.7	G, S <sup>(3)</sup>	Q S.	1.58	-0.95	0.00	0.00	1.73	Cumple
		1.65 m	Cumple	Cumple	18.9	53.0	Cumple	Cumple	Cumple	53.0	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	57.50	1.03	0.00	0.00	0.00	Cumple
N+0.00 (-2 - 1.65 m)	45x45	Pie	Cumple	Cumple	4.6	71.5	Cumple	Cumple	Cumple	71.5	G, Q, S <sup>(6)</sup>	Q S.	23.49	-13.26	0.00	0.00	1.73	Cumple
											G, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	6.01	-13.58	0.00	0.00	1.73	Cumple
Fundación	45x45	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	71.5	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	71.5	G, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	6.01	-13.58	0.00	0.00	1.73	Cumple

Notas:  
 (1) La comprobación no procede  
 (2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
 (3) 1.2-PP+1.2-CM-SY  
 (4) 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
 (5) 0.9-PP+0.9-CM-SY  
 (6) 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY

2.- VIGAS

2.1.- N+5.30

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																							
Vigas	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>k</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xSc</sub>	TV <sub>ySc</sub>	T,Disp <sub>s</sub>	T,Disp <sub>s</sub>	T,Geom <sub>s</sub>	T,Arm <sub>s</sub>	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S	Estado
V-201: - C1	Cumple	'0.498 m' Cumple	'0.545 m' η = 70.9	'0.545 m' η = 38.8	'0.047 m' η = 28.8	'0.047 m' η = 9.5	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.498 m' Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 70.9							
V-202: C1 -	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 71.7	'0.000 m' η = 38.8	'0.498 m' η = 32.9	'0.498 m' η = 10.8	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.000 m' Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 71.7							

Notación:  
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras  
 Arm.: Armadura mínima y máxima  
 Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)  
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)  
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)  
 N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)  
 T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.  
 T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
 T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.  
 TNM<sub>k</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.  
 TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua  
 TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua  
 TV<sub>xSc</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.  
 TV<sub>ySc</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.  
 T,Disp<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.  
 T,Disp<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.  
 T,Geom<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.  
 T,Arm<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.  
 Sism.: Criterios de diseño por sismo  
 Disp. S.: Criterios de diseño por sismo  
 Cap. H: Cortante de diseño para vigas.  
 Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1  
 x: Distancia al origen de la barra  
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):  
 (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.  
 (2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)									Estado
Vigas	SC <sub>c,sup.</sub>	SC <sub>Lat.Der.Alma</sub>	SC <sub>Sup.Ala Der.</sub>	SC <sub>Lat.Ala Der.</sub>	SC <sub>inf.</sub>	SC <sub>Lat.Ala Izq.</sub>	SC <sub>Sup.Ala Izq.</sub>	SC <sub>Lat.Izq.Alma</sub>	
V-201: - C1	x: 0.545 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.545 m Cumple	x: 0.545 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.545 m Cumple	x: 0.545 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 -	x: 0 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	<b>CUMPLE</b>

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)								Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.Alma	SC,Sup.Ala Der.	SC,Lat.Ala Der	SC,inf.	SC,Lat.Ala Izq	SC,Sup.Ala Izq.	SC,Lat.Izq.Alma	
<p><b>Notación:</b>  <i>SC,sup.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior  <i>SC,Lat.Der.Alma:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha del alma  <i>SC,Sup.Ala Der.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior del ala derecha  <i>SC,Lat.Ala Der.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral del ala derecha  <i>SC,inf.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior  <i>SC,Lat.Ala Izq.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral del ala izquierda  <i>SC,Sup.Ala Izq.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior del ala izquierda  <i>SC,Lat.Izq.Alma:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda del alma  <i>x:</i> Distancia al origen de la barra  <i>η:</i> Coeficiente de aprovechamiento (%)  <i>N.P.:</i> No procede</p>									
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):  <sup>(1)</sup> No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.  <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.</p>									

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: - C1	$f_{A,max}$ : 0.04 mm $f_{A,lim}$ : 2.27 mm	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 -	$f_{A,max}$ : 0.05 mm $f_{A,lim}$ : 2.27 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: C1- EJE C1		
Dimensiones: 265 x 265 x 50		
Armados: Xi:Ø18c/28 Yi:Ø18c/28 Xs:Ø18c/28 Ys:Ø18c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.694 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.694 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.714 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.25 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 14.2 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 13.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 14.14 t·m	Cumple

Referencia: C1- EJE C1 Dimensiones: 265 x 265 x 50 Armados: Xi:Ø18c/28 Yi:Ø18c/28 Xs:Ø18c/28 Ys:Ø18c/28		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Momento: 14.53 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 15.62 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 16.06 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup>	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 91.58 t/m <sup>2</sup>	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 34.73 t/m <sup>2</sup>	Cumple
Altura mínima: <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: - C1:	Mínimo: 20 cm Calculado: 42 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 18 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 18 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 30 cm	

Referencia: C1- EJE C1		
Dimensiones: 265 x 265 x 50		
Armados: Xi:Ø18c/28 Yi:Ø18c/28 Xs:Ø18c/28 Ys:Ø18c/28		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 62 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 62 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 8 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A, E)1 EJE (A, D)3; EJE (A,D)4

Diseño de la Subestructura para viga “L”

EJE (A, D)3; EJE (A,D)4

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A,D)3

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+4.00 (2.3 - 4 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	9.5	74.6	Cumple	Cumple	Cumple	74.6	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	7.87	-3.47	-0.11	0.12	-4.23	Cumple
		2.3 m	Cumple	Cumple	38.0	94.3	Cumple	Cumple	Cumple	94.3	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	23.89	-15.22	0.01	-0.02	-0.27	Cumple
			G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	3.10	-12.97	-0.25	-0.15	4.14	Cumple								
N+4.00 (1 - 2.3 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	9.5	55.9	Cumple	Cumple	Cumple	55.9	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	9.65	7.52	0.19	0.12	-4.23	Cumple
											G, Q, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	10.25	-17.34	-0.26	-0.15	4.06	Cumple
N+0.00 (-0.7 - 1 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	14.0	53.6	Cumple	Cumple	Cumple	53.6	G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	27.47	3.05	3.90	-5.54	2.53	Cumple
		-0.7 m	Cumple	Cumple	71.7	99.2	Cumple	Cumple	Cumple	99.2	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	17.01	16.99	-0.04	0.08	-4.80	Cumple
			G, S <sup>(8)</sup>	Q S.	-19.32	3.99	10.50	5.52	-2.49	Cumple								
N+0.00 (-2 - -0.7 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	13.8	99.7	Cumple	Cumple	Cumple	99.7	G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	29.46	-3.45	-10.51	-5.53	2.49	Cumple
											G, Q, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	20.85	30.84	-0.50	-0.23	-5.71	Cumple
Fundación	65x35	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	99.7	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	99.7	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	20.85	30.84	-0.50	-0.23	-5.71	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa+SY  
<sup>(4)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
<sup>(5)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SY  
<sup>(6)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY  
<sup>(7)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SX  
<sup>(8)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SX

1.2.- C2 EJE (A,D)4

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+4.00 (2.3 - 4 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	9.4	68.2	Cumple	Cumple	Cumple	68.2	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	7.56	-6.35	-0.09	0.09	4.19	Cumple
		2.3 m	Cumple	Cumple	38.5	94.2	Cumple	Cumple	Cumple	94.2	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	21.43	-13.88	-0.05	0.02	0.27	Cumple
			G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.,N,M S.	9.33	-17.24	0.14	0.09	4.19	Cumple								
N+4.00 (1 - 2.3 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	9.6	56.4	Cumple	Cumple	Cumple	56.4	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.,N,M S.	9.33	-17.24	0.14	0.09	4.19	Cumple
N+0.00 (-0.7 - 1 m)	65x35	Cabeza	Cumple	Cumple	14.0	53.9	Cumple	Cumple	Cumple	53.9	G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	27.47	3.02	-3.90	5.54	2.50	Cumple
		-0.7 m	Cumple	Cumple	72.0	98.6	Cumple	Cumple	Cumple	98.6	G, Q, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	16.52	16.89	-0.02	-0.03	-4.70	Cumple
			G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	-19.32	3.95	-10.50	-	2.47	Cumple								
N+0.00 (-2 - -0.7 m)	65x35	Pie	Cumple	Cumple	13.9	100.0	Cumple	Cumple	Cumple	100.0	G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	29.46	-3.41	10.51	5.53	2.47	Cumple
											G, Q, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	18.92	30.28	0.10	0.05	-5.46	Cumple
Fundación	65x35	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	100.0	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	100.0	G, Q, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	18.92	30.28	0.10	0.05	-5.46	Cumple

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)	
Notas: (1) La comprobación no procede (2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (3) 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY (4) 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa (5) 1.2-PP+1.2-CM+SX (6) 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa+SY (7) 0.9-PP+0.9-CM-SX																	

## 2.- VIGAS

### 2.1.- N+1.00

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																	Estado					
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>c</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xs</sub>	TV <sub>ys</sub>	T,Disp. <sub>sl</sub>	T,Disp. <sub>s</sub>	T,Geom. <sub>sl</sub>		T,Arm. <sub>sl</sub>	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: C1 - C2	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.322 m' η = 0.1	'0.285 m' η = 90.3	N.P.(1)	'0.000 m' η = 122.3	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	'0.000 m' Error(1)	Error(1)	Error(2)	Error(3)	<b>ERROR</b>
V-202: C1 -	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 58.7	'0.000 m' η = 29.2	'0.000 m' η = 96.0	'0.000 m' η = 32.4	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	'1.354 m' Cumple	'1.083 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 96.0
V-203: C2 -	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 59.2	'0.000 m' η = 29.4	'0.000 m' η = 96.5	'0.000 m' η = 32.5	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	'1.354 m' Cumple	'1.083 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 96.5
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) T <sub>c</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T <sub>st</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T <sub>sl</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM <sub>c</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. TV <sub>x</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua TV <sub>y</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV <sub>xs</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. TV <sub>ys</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T,Disp. <sub>sl</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T,Disp. <sub>s</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. T,Geom. <sub>sl</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. T,Arm. <sub>sl</sub> : Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. Sism.: Criterios de diseño por sismo Disp. S.: Criterios de diseño por sismo Cap. H: Cortante de diseño para vigas. Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																							
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) No hay interacción entre axial y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (2) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor. (3) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.																							
Errores: (1) No cumple: 'Criterio de diseño por sismo' (2) No cumple: 'Cortante de diseño para vigas.' (3) No cumple: 'Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1'																							

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC <sub>sup.</sub>	SC <sub>Lat.Der.</sub>	SC <sub>inf.</sub>	SC <sub>Lat.Izq.</sub>	
V-201: C1 - C2	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	<b>NO PROCEDE</b>
V-202: C1 -	x: 0 m Cumple	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	<b>CUMPLE</b>
V-203: C2 -	x: 0 m Cumple	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(2)	<b>CUMPLE</b>
Notación: SC <sub>sup.</sub> : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior SC <sub>Lat.Der.</sub> : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha SC <sub>inf.</sub> : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior SC <sub>Lat.Izq.</sub> : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede					
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (2) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: C1 - C2	$f_{A,max}$ : 0.00 mm $f_{A,lim}$ : 1.19 mm	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 -	$f_{A,max}$ : 5.57 mm $f_{A,lim}$ : 6.77 mm	<b>CUMPLE</b>
V-203: C2 -	$f_{A,max}$ : 5.60 mm $f_{A,lim}$ : 6.77 mm	<b>CUMPLE</b>

## 2.2.- N+4.00

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																	Estado						
Vigas	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>ys</sub>	TV <sub>ys</sub>	T,Disp. <sub>st</sub>	T,Disp. <sub>s</sub>	T,Geom. <sub>st</sub>	T,Arm. <sub>st</sub>	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S	Estado
V-301: C1 - C2	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.322 m' $\eta = 0.1$	'0.285 m' $\eta = 38.1$	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.000 m' $\eta = 51.8$	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	'0.000 m' Error <sup>(1)</sup>	Error <sup>(1)</sup>	Error <sup>(2)</sup>	Error <sup>(3)</sup>	<b>ERROR</b>				
V-302: - C1	Cumple	'0.316 m' Cumple	'0.917 m' $\eta = 31.7$	'0.917 m' $\eta = 14.5$	'0.917 m' $\eta = 93.7$	'0.917 m' $\eta = 31.7$	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	'0.348 m' Cumple	'0.633 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> $\eta = 93.7$				
V-303: - C2	Cumple	'0.316 m' Cumple	'0.917 m' $\eta = 28.4$	'0.917 m' $\eta = 13.1$	'0.917 m' $\eta = 84.2$	'0.917 m' $\eta = 28.7$	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	'0.348 m' Cumple	'0.633 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> $\eta = 84.2$				
<p><b>Notación:</b>                      Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras                      Arm.: Armadura mínima y máxima                      Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)                      Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)                      N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)                      N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)                      T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.                      T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.                      T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.                      TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.                      TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua                      TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua                      TV<sub>ys</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.                      TV<sub>ys</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.                      T,Disp.<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.                      T,Disp.<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.                      T,Geom.<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.                      T,Arm.<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.                      Sism.: Criterios de diseño por sismo                      Disp. S.: Criterios de diseño por sismo                      Cap. H: Cortante de diseño para vigas.                      Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1                      x: Distancia al origen de la barra  <math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>																							
<p><b>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</b>                      (1) No hay interacción entre axil y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.                      (2) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.                      (3) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>																							
<p><b>Errores:</b>                      (1) No cumple: 'Criterio de diseño por sismo'                      (2) No cumple: 'Cortante de diseño para vigas.'                      (3) No cumple: 'Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1'</p>																							

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC <sub>sup.</sub>	SC <sub>Lat.Der.</sub>	SC <sub>inf.</sub>	SC <sub>Lat.Izq.</sub>	
V-301: C1 - C2	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.285 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-302: - C1	x: 1.265 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-303: - C2	x: 1.265 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
<p><b>Notación:</b>                      SC<sub>sup.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior                      SC<sub>Lat.Der.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha                      SC<sub>inf.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior                      SC<sub>Lat.Izq.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda                      x: Distancia al origen de la barra  <math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>					
<p><b>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</b>                      (1) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-301: C1 - C2	$f_{A,max}$ : 0.00 mm $f_{A,lim}$ : 1.19 mm	<b>CUMPLE</b>
V-302: - C1	$f_{A,max}$ : 2.44 mm $f_{A,lim}$ : 5.27 mm	<b>CUMPLE</b>
V-303: - C2	$f_{A,max}$ : 1.96 mm $f_{A,lim}$ : 5.27 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: (C1 EJE (A,D)3 - C2 EJE (A,D)4)		
Dimensiones: 370 x 370 x 100		
Armados: Xi:Ø22c/20 Yi:Ø22c/20 Xs:Ø22c/20 Ys:Ø22c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.705 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.19 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.843 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.407 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 18.6 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 9.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 21.17 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 47.97 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
-En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 33.28 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Situaciones persistentes:	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup> Calculado: 30.38 t/m <sup>2</sup>	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27.08 t/m <sup>2</sup>	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A,D)3 - C2 EJE (A,D)4)		
Dimensiones: 370 x 370 x 100		
Armados: Xi:Ø22c/20 Yi:Ø22c/20 Xs:Ø22c/20 Ys:Ø22c/20		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Altura mínima:</b> <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 100 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en fundación:</b> -C1: -C2:	Calculado: 91 cm Mínimo: 65 cm Mínimo: 51 cm	Cumple Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 22 mm Calculado: 22 mm	Cumple Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple

Referencia: (C1 EJE (A,D)3 - C2 EJE (A,D)4)		
Dimensiones: 370 x 370 x 100		
Armados: Xi:Ø22c/20 Yi:Ø22c/20 Xs:Ø22c/20 Ys:Ø22c/20		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 79 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 35 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 41 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 9 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A, D)5; EJE (B, C)5

Diseño de la Subestructura para viga "L"

EJE (A, D)5; EJE (B, C)5

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A,D)5

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p <sub>simos</sub>						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)		Qx (kN)	Qy (kN)
N+0.00 (0.1 - 2.5 m)	40x40	Cabeza	Cumple	Cumple	11.7	28.5	Cumple	Cumple	Cumple	28.5	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	12.74	-0.73	-0.99	-3.48	-0.22	Cumple
		0.1 m	Cumple	Cumple	46.9	52.8	Cumple	Cumple	Cumple	52.8	G, S <sup>(5)</sup>	Q S.	1.67	-0.02	-8.66	-3.48	-0.01	Cumple
			G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	1.67	-0.02	8.66	3.48	-0.01	Cumple								
N+0.00 (-2 - 0.1 m)	40x40	Pie	Cumple	Cumple	11.7	92.9	Cumple	Cumple	Cumple	92.9	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	14.75	0.20	-15.61	-3.48	-0.22	Cumple
			G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	2.39	0.01	-15.62	-3.48	-0.01	Cumple								
Fundación	40x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	92.9	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	92.9	G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	2.39	0.01	-15.62	-3.48	-0.01	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SX  
<sup>(4)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SY  
<sup>(5)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX  
<sup>(6)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SX

1.2.- C2 EJE (B,C)5

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p <sub>simos</sub>						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)		Qx (kN)	Qy (kN)
N+0.00 (0.1 - 2.5 m)	40x40	Cabeza	Cumple	Cumple	10.1	41.8	Cumple	Cumple	Cumple	41.8	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.,N,M S.	-4.83	4.37	0.01	0.00	2.99	Cumple
		0.1 m	Cumple	Cumple	42.5	30.5	Cumple	Cumple	Cumple	42.5	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	-3.77	-2.20	0.01	0.00	2.99	Cumple
N+0.00 (-2 - 0.1 m)	40x40	Pie	Cumple	Cumple	10.1	70.6	Cumple	Cumple	Cumple	70.6	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.,N,M S.	-2.81	-8.18	0.01	0.00	2.99	Cumple
			G, S <sup>(4)</sup>	N,M S.	0.87	-0.01	3.81	1.51	0.01	Cumple								
Fundación	40x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	70.6	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	70.6	G, Q, S <sup>(3)</sup>	N,M S.	-2.81	-8.18	0.01	0.00	2.99	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY  
<sup>(4)</sup> 0.9-PP+0.9-CM+SX

2.- VIGAS

2.1.- N+2.5

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																	Estado					
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xs</sub>	TV <sub>ys</sub>	T <sub>Disp. sl</sub>	T <sub>Disp. st</sub>	T <sub>Geom. sl</sub>		T <sub>Arm. st</sub>	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: - C1	Cumple	'0.248 m'	'0.645 m'	'0.645 m'	'1.042 m'	'1.042 m'	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.248 m'	'0.248 m'	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> <b>η = 93.9</b>				
V-202: C1 - C2	Cumple	Cumple	'0.000 m'	'0.000 m'	'0.000 m'	'0.902 m'	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	'0.000 m'	'0.000 m'	'0.863 m'	'0.863 m'	<b>CUMPLE</b> <b>η = 90.1</b>				

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																	Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>st</sub>	TV <sub>sl</sub>	T,Disp. <sub>sl</sub>	T,Disp. <sub>st</sub>	T,Geom. <sub>sl</sub>		T,Arm. <sub>st</sub>	Sism.	Disp. S.	Cap. H
<p><b>Notación:</b>                      Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras                      Arm.: Armadura mínima y máxima                      Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)                      Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)                      N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)                      N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)                      T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.                      T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.                      T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.                      TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.                      TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua                      TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua                      TV<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.                      TV<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.                      T,Disp.<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.                      T,Disp.<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.                      T,Geom.<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.                      T,Arm.<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.                      Sism.: Criterios de diseño por sismo                      Disp. S.: Criterios de diseño por sismo                      Cap. H: Cortante de diseño para vigas.                      Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>																						
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.                      (2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>																						

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC <sub>sup.</sub>	SC <sub>Lat.Der.</sub>	SC <sub>inf.</sub>	SC <sub>Lat.Izq.</sub>	
V-201: - C1	x: 1.29 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 - C2	x: 0 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 1.15 m Cumple	N.P. <sup>(2)</sup>	<b>CUMPLE</b>
<p><b>Notación:</b>                      SC<sub>sup.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior                      SC<sub>Lat.Der.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha                      SC<sub>inf.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior                      SC<sub>Lat.Izq.</sub>: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>					
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.                      (2) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: - C1	$f_{A,max}$ : 5.34 mm $f_{A,lim}$ : 5.38 mm	<b>CUMPLE</b>
V-202: C1 - C2	$f_{A,max}$ : 2.27 mm $f_{A,lim}$ : 4.79 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: (C1 EJE (A,D)5 - C2 EJE (B,C)5)		
Dimensiones: 330 x 310 x 65		
Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25 Xs:Ø20c/25 Ys:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.455 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A,D)5 - C2 EJE (B,C)5) Dimensiones: 330 x 310 x 65 Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25 Xs:Ø20c/25 Ys:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.201 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.508 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.422 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 2.4 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 20.4 %	Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b>		
-En dirección X:	Momento: 16.63 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 16.22 t·m	Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b>		
-En dirección X:	Cortante: 15.46 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 15.19 t	Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Situaciones persistentes:	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup> Calculado: 49.81 t/m <sup>2</sup>	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 25.9 t/m <sup>2</sup>	Cumple
<b>Altura mínima:</b> <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>		
	Mínimo: 21 cm Calculado: 65 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en fundación:</b>		
-C1:	Calculado: 56 cm Mínimo: 24 cm	Cumple
-C2:	Mínimo: 20 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i>		
-Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 20 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A,D)5 - C2 EJE (B,C)5) Dimensiones: 330 x 310 x 65 Armados: Xi:Ø20c/25 Yi:Ø20c/25 Xs:Ø20c/25 Ys:Ø20c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 106 cm Mínimo: 59 cm Calculado: 59 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 202 cm Mínimo: 32 cm Calculado: 32 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 74 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de los ganchos: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 32 cm Calculado: 32 cm Calculado: 32 cm Calculado: 32 cm Calculado: 32 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 10 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño Dos EJE (A, D)2

Diseño de la Subestructura para viga "L"

EJE (A, D)2

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A,D)2

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Losa 1 (1.295 - 4.89 m)	50x35	Cabeza	Cumple	Cumple	7.6	75.3	Cumple	Cumple	Cumple	75.3	G, Q, S <sup>(3)</sup>	Q S.	7.04	-3.73	0.00	0.00	-2.69	Cumple
			Cumple	Cumple	7.6	99.9	Cumple	Cumple	Cumple	99.9	G, Q <sup>(4)</sup>	N,M	21.04	-13.60	-0.01	0.00	0.00	Cumple
		3.492 m	Cumple	Cumple	7.6	99.9	Cumple	Cumple	Cumple	99.9	G, Q, S <sup>(5)</sup>	Q S., N,M S.	9.45	-17.68	0.00	0.00	2.69	Cumple
		1.295 m	Cumple	Cumple	31.3	99.9	Cumple	Cumple	Cumple	99.9	G, Q, S <sup>(5)</sup>	Q S., N,M S.	9.45	-17.68	0.00	0.00	2.69	Cumple
Losa 1 (-2 - 1.295 m)	50x35	-0.902 m	Cumple	Cumple	34.8	99.5	Cumple	Cumple	Cumple	99.5	G, S <sup>(6)</sup>	Q S.	3.10	-0.31	-18.46	-2.68	0.00	Cumple
			Cumple	Cumple	34.8	99.5	Cumple	Cumple	Cumple	99.5	G, Q, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	10.50	-23.05	0.00	0.00	2.69	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	8.6	99.5	Cumple	Cumple	Cumple	99.5	G, S <sup>(7)</sup>	Q S.	4.13	-0.42	-18.46	-2.68	0.00	Cumple
			Cumple	Cumple	8.6	99.5	Cumple	Cumple	Cumple	99.5	G, Q, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	10.50	-23.05	0.00	0.00	2.69	Cumple
Fundación	50x35	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	99.5	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	99.5	G, Q, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	10.50	-23.05	0.00	0.00	2.69	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa+SY  
<sup>(4)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa  
<sup>(5)</sup> 1.2-PP+1.2-CM+0.5-Qa-SY  
<sup>(6)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX  
<sup>(7)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SX

2.- VIGAS

2.1.- Losa 2

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																		Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xt</sub>	TV <sub>yt</sub>	T <sub>Disp<sub>s</sub></sub>	T <sub>Disp<sub>t</sub></sub>	T <sub>Geom<sub>s</sub></sub>	T <sub>Arm<sub>s</sub></sub>		Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: - CI	Cumple	0.248 m' Cumple	1.265 m' η = 39.9	1.017 m' η = 18.2	1.265 m' η = 85.6	1.265 m' η = 28.6	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	0.248 m' Cumple	0.949 m' Cumple	Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b> η = 85.6				

Notación:  
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras  
 Arm.: Armadura mínima y máxima  
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)  
 Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)  
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)  
 N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)  
 T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.  
 T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
 T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.  
 TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.  
 TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua  
 TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua  
 TV<sub>xt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.  
 TV<sub>yt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.  
 T<sub>Disp<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Disp<sub>t</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.  
 T<sub>Geom<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.  
 T<sub>Arm<sub>s</sub></sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.  
 Sism.: Criterios de diseño por sismo  
 Disp. S.: Criterios de diseño por sismo  
 Cap. H: Cortante de diseño para vigas.  
 Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1  
 x: Distancia al origen de la barra  
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)  
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):  
<sup>(1)</sup> La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
V-201: - C1	x: 1.265 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
<p><i>Notación:</i>  <i>SC,sup.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior  <i>SC,Lat.Der.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha  <i>SC,inf.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior  <i>SC,Lat.Izq.:</i> Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda  <i>x:</i> Distancia al origen de la barra  <i>η:</i> Coeficiente de aprovechamiento (%)  <i>N.P.:</i> No procede</p>					
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):  <sup>(1)</sup> No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: - C1	$f_{A,max}$ : 4.65 mm $f_{A,lim}$ : 5.27 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: C1 EJE (A,D)2		
Dimensiones: 300 x 300 x 70		
Armados: Xi:Ø20c/20 Yi:Ø20c/20 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.431 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.622 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.069 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 4.038 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 7.0 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 25.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 18.97 t·m	Cumple

Referencia: C1 EJE (A,D)2 Dimensiones: 300 x 300 x 70 Armados: Xi:Ø20c/20 Yi:Ø20c/20 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Momento: 15.27 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 11.76 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 13.30 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup>	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 40.33 t/m <sup>2</sup>	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 17.28 t/m <sup>2</sup>	Cumple
Altura mínima: <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: - C1:	Mínimo: 51 cm Calculado: 61 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0022	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0022	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0022	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0022	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		

Referencia: C1 EJE (A,D)2		
Dimensiones: 300 x 300 x 70		
Armados: Xi:Ø20c/20 Yi:Ø20c/20 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 226 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 68 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 68 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 226 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 68 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 68 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 32 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 41 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 41 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 11 Cálculo Estructural en CYPE Columna, Viga y Cimentación para propuesta de diseño  
Dos EJE (A,D)1; EJE (A,D)1'

Diseño de la Subestructura para viga "L"

EJE (A,D)1; EJE (A,D)1'

1.- COLUMNAS

1.1.- C1 EJE (A,D)1

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+5.5 (3.975 - 5.5 m)	50x40	Cabeza	Cumple	Cumple	10.8	37.6	Cumple	Cumple	Cumple	37.6	G, S <sup>(3)</sup>	Q S.	9.14	0.00	4.33	-4.06	0.00	Cumple
											G, S <sup>(4)</sup>	N,M S.	-8.59	0.00	-4.29	4.02	0.00	
		3.975 m	Cumple	Cumple	46.7	78.9	Cumple	Cumple	Cumple	78.9	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-7.49	0.00	5.55	4.02	0.00	Cumple
										G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	1.34	-9.97	-0.02	-0.02	3.63		
N+5.5 (2.75 - 3.975 m)	50x40	Pie	Cumple	Cumple	10.3	47.4	Cumple	Cumple	Cumple	47.4	G, S <sup>(3)</sup>	Q S.	10.61	0.00	-5.61	-4.06	0.00	Cumple
											G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	1.34	-9.97	-0.02	-0.02	3.63	
N+0.0 (0.225 - 2.75 m)	50x40	Cabeza	Cumple	Cumple	12.0	53.2	Cumple	Cumple	Cumple	53.2	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-31.65	0.00	-8.23	4.76	0.00	Cumple
											G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	1.57	-11.20	0.01	0.00	4.10	
		1.708 m	Cumple	Cumple	12.0	100.0	Cumple	Cumple	Cumple	100.0	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-30.55	0.00	3.42	4.76	0.00	Cumple
											G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	2.68	21.25	0.00	0.00	-4.10	
										G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-30.55	0.00	3.42	4.76	0.00	Cumple	
										G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	2.68	21.25	0.00	0.00	-4.10		
N+0.0 (-2 - 0.225 m)	50x40	Pie	Cumple	Cumple	13.2	99.7	Cumple	Cumple	Cumple	99.7	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-29.65	0.00	12.94	4.76	0.00	Cumple
											G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	3.58	29.46	0.00	0.00	-4.10	
Fundación	50x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	99.7	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	99.7	G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	3.58	29.46	0.00	0.00	-4.10	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SX  
<sup>(4)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX  
<sup>(5)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SY  
<sup>(6)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SY

1.2.- C2 (A,D)1'

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
N+5.5 (3.975 - 5.5 m)	50x40	Cabeza	Cumple	Cumple	10.8	37.6	Cumple	Cumple	Cumple	37.6	G, S <sup>(3)</sup>	Q S.	9.14	0.00	-4.33	4.06	0.00	Cumple
											G, S <sup>(4)</sup>	N,M S.	-8.59	0.00	4.29	-4.02	0.00	
		3.975 m	Cumple	Cumple	46.7	78.9	Cumple	Cumple	Cumple	78.9	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-7.49	0.00	-5.55	-4.02	0.00	Cumple
										G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	1.34	-9.97	0.02	0.02	3.63		
N+5.5 (2.75 - 3.975 m)	50x40	Pie	Cumple	Cumple	10.3	47.4	Cumple	Cumple	Cumple	47.4	G, S <sup>(3)</sup>	Q S.	10.61	0.00	5.61	4.06	0.00	Cumple
											G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	1.34	-9.97	0.02	0.02	3.63	
N+0.0 (0.225 - 2.75 m)	50x40	Cabeza	Cumple	Cumple	12.0	53.2	Cumple	Cumple	Cumple	53.2	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-31.65	0.00	8.23	-4.76	0.00	Cumple
											G, S <sup>(5)</sup>	N,M S.	1.57	-11.20	-0.01	0.00	4.10	
		1.708 m	Cumple	Cumple	12.0	100.0	Cumple	Cumple	Cumple	100.0	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-30.55	0.00	-3.42	-4.76	0.00	Cumple
											G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	2.68	21.25	0.00	0.00	-4.10	
										G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-30.55	0.00	-3.42	-4.76	0.00	Cumple	
										G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	2.68	21.25	0.00	0.00	-4.10		
N+0.0 (-2 - 0.225 m)	50x40	Pie	Cumple	Cumple	13.2	99.7	Cumple	Cumple	Cumple	99.7	G, S <sup>(4)</sup>	Q S.	-29.65	0.00	-12.94	-4.76	0.00	Cumple
											G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	3.58	29.46	0.00	0.00	-4.10	
Fundación	50x40	Arranque	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	99.7	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	99.7	G, S <sup>(6)</sup>	N,M S.	3.58	29.46	0.00	0.00	-4.10	Cumple

Notas:  
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede  
<sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.  
<sup>(3)</sup> 1.2-PP+1.2-CM-SX  
<sup>(4)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SX  
<sup>(5)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SY  
<sup>(6)</sup> 0.9-PP+0.9-CM-SY

## 2.- VIGAS

### 2.1.- N+2.75

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																			Estado			
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xSt</sub>	TV <sub>ySt</sub>	T <sub>i</sub> Disp <sub>s</sub>	T <sub>t</sub> Disp <sub>s</sub>	T <sub>i</sub> Geom <sub>s</sub>	T <sub>t</sub> Arm <sub>s</sub>	Sism.		Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-201: C1 - C2	Cumple	0.000 m' Cumple	0.000 m' η = 0.3	0.375 m' η = 113.0	N.P. <sup>(1)</sup>	0.502 m' η = 228.4	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	0.000 m' Error <sup>(1)</sup>	Error <sup>(1)</sup>	Cumple	Cumple	<b>ERROR</b>				
<p><b>Notación:</b>                      Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras                      Arm.: Armadura mínima y máxima                      Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)                      Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)                      N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)                      N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)                      T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.                      T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.                      T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.                      TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.                      TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua                      TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua                      TV<sub>xSt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.                      TV<sub>ySt</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.                      T<sub>i</sub>Disp<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.                      T<sub>t</sub>Disp<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.                      T<sub>i</sub>Geom<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.                      T<sub>t</sub>Arm<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.                      Sism.: Criterios de diseño por sismo                      Disp. S.: Criterios de diseño por sismo                      Cap. H: Cortante de diseño para vigas.                      Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) No hay interacción entre axil y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.                      (2) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.                      (3) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p> <p><b>Errores:</b>                      (1) No cumple: 'Criterio de diseño por sismo'</p>																							

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
V-201: C1 - C2	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.375 m Cumple	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b>
<p><b>Notación:</b>                      SC,sup.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior                      SC,Lat.Der.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha                      SC,inf.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior                      SC,Lat.Izq.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-201: C1 - C2	$f_{A,max}$ : 0.00 mm $f_{A,lim}$ : 1.56 mm	<b>CUMPLE</b>

### 2.2.- N+5.5

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																			Estado			
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xSt</sub>	TV <sub>ySt</sub>	T <sub>i</sub> Disp <sub>s</sub>	T <sub>t</sub> Disp <sub>s</sub>	T <sub>i</sub> Geom <sub>s</sub>	T <sub>t</sub> Arm <sub>s</sub>	Sism.		Disp. S.	Cap. H	Cap. S
V-301: C1 - C2	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 2.0	0.375 m' η = 41.2	0.000 m' η = 7.2	0.502 m' η = 83.2	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	0.000 m' Error <sup>(1)</sup>	Error <sup>(1)</sup>	Cumple	Cumple	<b>ERROR</b>								

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																	Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>st</sub>	TV <sub>sl</sub>	T,Disp. <sub>s</sub>	T,Disp. <sub>s</sub>	T,Geom. <sub>s</sub>		T,Arm. <sub>s</sub>	Sism.	Disp. S.	Cap. H
<p><b>Notación:</b>                      Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras                      Arm.: Armadura mínima y máxima                      Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)                      Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)                      N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)                      N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)                      T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.                      T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.                      T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.                      TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.                      TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua                      TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua                      TV<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.                      TV<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.                      T,Disp.<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.                      T,Disp.<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.                      T,Geom.<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.                      T,Arm.<sub>s</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.                      Sism.: Criterios de diseño por sismo                      Disp. S.: Criterios de diseño por sismo                      Cap. H: Cortante de diseño para vigas.                      Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>																						
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.                      (2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>																						
<p><b>Errores:</b>                      (1) No cumple: 'Criterio de diseño por sismo'</p>																						

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC,sup.	SC,Lat.Der.	SC,inf.	SC,Lat.Izq.	
V-301: C1 - C2	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 0.75 m Cumple	N.P.(1)	<b>CUMPLE</b>
<p><b>Notación:</b>                      SC,sup.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior                      SC,Lat.Der.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha                      SC,inf.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior                      SC,Lat.Izq.: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda                      x: Distancia al origen de la barra                      η: Coeficiente de aprovechamiento (%)                      N.P.: No procede</p>					
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):                      (1) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.</p>					

Comprobaciones de flecha		
Vigas	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-301: C1 - C2	$f_{A,max}$ : 0.00 mm $f_{A,lim}$ : 1.56 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- CIMENTACIÓN

Referencia: (C1 EJE (A,D)1- C2 EJE (A,D)1')		
Dimensiones: 405 x 390 x 90		
Armados: Xi:Ø20c/18 Yi:Ø20c/18 Xs:Ø20c/18 Ys:Ø20c/18		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.53 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 1.338 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.547 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A,D)1- C2 EJE (A,D)1')		
Dimensiones: 405 x 390 x 90		
Armados: Xi:Ø20c/18 Yi:Ø20c/18 Xs:Ø20c/18 Ys:Ø20c/18		
Comprobación	Valores	Estado
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.676 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 4.3 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 15.2 %	Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b>		
-En dirección X:	Momento: 36.51 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 45.88 t·m	Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b>		
-En dirección X:	Cortante: 36.61 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 31.60 t	Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 840 t/m <sup>2</sup>	
-Situaciones persistentes:	Calculado: 28.94 t/m <sup>2</sup>	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 37.13 t/m <sup>2</sup>	Cumple
<b>Altura mínima:</b> <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 21 cm Calculado: 90 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en fundación:</b>	Mínimo: 51 cm	
-C1:	Calculado: 81 cm	Cumple
-C2:	Calculado: 81 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i>	Mínimo: 0.0018	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
-Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple

Referencia: (C1 EJE (A,D)1- C2 EJE (A,D)1')		
Dimensiones: 405 x 390 x 90		
Armados: Xi:Ø20c/18 Yi:Ø20c/18 Xs:Ø20c/18 Ys:Ø20c/18		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 30 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 34 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 34 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 94 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 94 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 34 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 34 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 94 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 94 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO 12 Cálculo Estructural en CYPE Ménsula para propuesta de diseño Dos

**Diseño de la Subestructura para viga “L”**

**COMPROBACIÓN MÉNSULA**

Referencia: P-1		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelo de la carga (a): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.1</i>	Máximo: 0.76 m Calculado: 0.2 m	Cumple
Canto útil en borde de apoyo (d1): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.2</i>	Mínimo: 0.38 m Calculado: 0.57 m	Cumple
Relación de esfuerzos: Fhd / Fvd: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.1</i>	Máximo: 1 Calculado: 0.21	Cumple
Área armadura principal necesaria: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.3.2.1</i>	Mínimo: 8.1 cm <sup>2</sup> Calculado: 10.2 cm <sup>2</sup>	Cumple
Resistencia de la biela de compresión: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.3.2.1</i>		Cumple
Área armadura estribos necesaria: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.3.2.1</i>	Mínimo: 1.9 cm <sup>2</sup> Calculado: 3.2 cm <sup>2</sup>	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armaduras principales:	Calculado: 9.4 cm	Cumple
- Estribos:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación libre mínima de las armaduras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 2.7 cm	
- Armaduras principales:	Calculado: 7.6 cm	Cumple
- Estribos:	Calculado: 24.1 cm	Cumple
Recubrimiento geométrico: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Armadura principal:	Calculado: 4 cm	Cumple
- Estribos:	Calculado: 4 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en pilar: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12</i>	Mínimo: 51 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en ménsula: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12</i>	Mínimo: 18 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Distancia borde apoyo-quebro arm. principal: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.8.7</i>	Mínimo: 1.9 cm Calculado: 22.9 cm	Cumple
Vuelo desde el borde de apoyo: <i>J. Calavera, Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 35 cm	Cumple

Referencia: P-1		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		

---

## ANEXO 13 Cantidades de obra propuesta de diseño Uno

Cuantificación de volúmenes de obra para la obtención del presupuesto referencial del proyecto “Puente Peatonal en base a Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado - Diseño de Superestructura con Dobles T”.

1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, E)-2

1.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

Referencia: C1		Grado 60					Total
Nombre de armado		Ø10	Ø14	Ø18	Ø20	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)				16x2.12		33.92
	Peso (kg)				16x5.23		83.66
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)				8x3.20		25.6
	Peso (kg)				8x7.89		63.14
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)				16x2.12		33.92
	Peso (kg)				16x5.23		83.66
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)				8x3.20		25.6
	Peso (kg)				8x7.89		63.14
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		6x5.44				32.64
	Peso (kg)		6x6.57				0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			2x5.64			11.28
	Peso (kg)			2x11.27			0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	6x1.34					8.04
	Peso (kg)	6x0.83					0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)					4x6.30	25.2
	Peso (kg)					4x24.28	0
Totales	Longitud (m)	8.04	32.64	11.28	119.04	25.2	
	Peso (kg)	4.95	39.43	22.54	293.6	97.11	293.6

Total con desperdicios	Longitud (m)	8.84	35.9	12.41	130.94	27.72	
-10.00%	Peso (kg)	5.45	43.37	24.79	322.96	106.82	322.96

Elemento	Grado 60 (kg)						Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø10	Ø14	Ø18	Ø20	Ø25	Total	f <sub>c</sub> =280	Limpieza	
Referencia: C1	5.44	43.37	24.8	322.96	106.82	322.96	4.15	0.55	7.5
Totales	5.44	43.37	24.8	322.96	106.82	322.96	4.15	0.55	7.5

### 1.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

Listado de cómputo de vigas

Materiales:

Hormigón: f<sub>c</sub>=280

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

	Tipo	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total	Ø10	Ø18	Ø20	V.horm.
		kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³
N+5.43									
*Pórtico 1									
V-201(<-C1)	Desc.	32.3	25.5	15.5	73.3	15.5	25.5	32.3	0.193
Total, Obra		32.3	25.5	15.5	73.3	15.5	25.5	32.3	0.193

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø10	Ø18	Ø20	Total
		kg	kg	kg	kg
N+5.43	Grado 60 (Latinoamérica)	17.1	28.1	35.5	80.7

Total, Obra	17.1 28.1 35.5 80.7
----------------	---------------------

1.3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (353.9 kg)	Planta: N+0.00, N+5.43
Hormigón: f'c=280 (1.04 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 11.15 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm
	Escala 1:20

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 ø10	351.0	238	
ø14	58.8	78	
ø18	19.7	43	
ø25	43.8	186	545

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)	ENCOFRADO (M2)
545	1.04	11.15

1.4. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m <sup>3</sup> )	ENCOFRADO (m <sup>2</sup> )
FUNDACIÓN	2	645.92	8.30	15.00
VIGA N+5.43	2	161.40	0.39	
COLUMNAS	2	1090.00	2.08	22.30
<b>TOTAL</b>		<b>1897.32</b>	<b>10.77</b>	<b>37.30</b>

2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRTCOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, E)-1

---

2.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: C1		Grado 60				Total
Nombre de armado		Ø10	Ø18	Ø22	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)			23x3.78		86.94
	Peso (kg)			23x11.28		259.41
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)			16x4.25		68
	Peso (kg)			16x12.68		202.9
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)			23x3.78		86.94
	Peso (kg)			23x11.28		259.41
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)			16x4.25		68
	Peso (kg)			16x12.68		202.9
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			8x6.13		49.04
	Peso (kg)			8x18.29		0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		2x5.47			10.94
	Peso (kg)		2x10.93			0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	6x1.64				9.84
	Peso (kg)	6x1.01				0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				4x6.30	25.2
	Peso (kg)				4x24.28	0
Totales	Longitud (m)	9.84	10.94	358.92	25.2	
	Peso (kg)	6.06	21.86	1070.94	97.11	924.62
Total, con desperdicios -10.00%	Longitud (m)	10.82	12.03	394.81	27.72	
	Peso (kg)	6.67	24.04	1178.04	106.82	1017.082

Resumen de computo (se incluyen desperdicios de acero)		
	Grado 60 (kg)	Encofrado

Elemento						Hormigón (m³)		(m²)
	Ø10	Ø18	Ø22	Ø25	Total	fc=280	Limpieza	
Referencia: C1	6.67	24.05	1178.03	106.82	1017.082	10.73	1.43	11.48
Totales	6.67	24.05	1178.03	106.82	1017.082	10.73	1.43	11.48

2.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

VIGAS

Listado de cómputo de vigas								
Materiales:								
Hormigón: fc=280								
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)								
	Tipo	A.neg. kg	A.pos. kg	A.est. kg	Total kg	Ø10 kg	Ø20 kg	V.horm. m³
N+5.30								
*Pórtico 1								
V-201(<-C1)	Desc.			11.1	11.1	11.1		0.141
V-202(C1->)	Desc.	26.2	26.2	12.7	65.1	12.7	52.4	0.141
Total, Pórtico 1		26.2	26.2	23.8	76.2	23.8	52.4	0.282
Total, Obra		26.2	26.2	23.8	76.2	23.8	52.4	0.282

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)				
Resumen de cómputo (+10%)				
	Tipo Acero	Ø10 kg	Ø20 kg	Total kg
N+5.30	Grado 60 (Latinoamérica)	26.2	57.6	83.8

Total, Obra	26.2 57.6 83.8
-------------	----------------

### 2.3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (587.4 kg)	Planta: N+0.00, N+5.30
Hormigón: f'c=280 (1.57 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 14.13 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:20	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	572.6	388	
Ø18	11.0	24	
Ø22	49.2	161	
Ø25	75.3	319	
			892

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)	ENCOFRADO (M2)
892	1.57	14.13

### 1.1. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m <sup>3</sup> )	ENCOFRADO (m <sup>2</sup> )
FUNDACIÓN	2	2034.16	21.46	22.96
VIGA N+5.30	2	167.60	0.56	
COLUMNAS	2	1784.00	3.14	28.26
<b>TOTAL</b>		<b>3985.76</b>	<b>25.16</b>	<b>51.22</b>

Resumen de computo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)				Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø10	Ø16	Ø18	Total	f <sub>c</sub> =280	Limpieza	
Referencia: C1	4.44	72.1	244.1	197.78	3.51	0.7	5.3
Totales	4.44	72.1	244.1	197.78	3.51	0.7	5.3

2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA EL MIEBROS ESTRUCTURALE QUE CONFORMAEL PÓRTCO CORRESPONDIENTE AL EJE C-1.

2.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: C1		Grado 60			Total
Nombre de armado		Ø10	Ø16	Ø18	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)			9x2.50	22.5
	Peso (kg)			9x4.99	44.95
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)			9x2.50	22.5
	Peso (kg)			9x4.99	44.95
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)			9x2.50	22.5
	Peso (kg)			9x4.99	44.95
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)			9x2.50	22.5
	Peso (kg)			9x4.99	44.95
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		8x5.19		41.52
	Peso (kg)		8x8.19		0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	4x1.64			6.56
	Peso (kg)	4x1.01			0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x5.27	21.08
	Peso (kg)			4x10.53	0

Totales	Longitud (m)	6.56	41.52	111.08	
	Peso (kg)	4.04	65.54	221.91	179.8
Total, con desperdicios -10.00%	Longitud (m)	7.22	45.67	122.19	
	Peso (kg)	4.44	72.1	244.1	197.78

## 2.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

### VIGAS

Listado de cómputo de vigas										
Materiales:										
Hormigón: $f_c=280$										
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)										
	Tipo	A.neg. kg	A.pos. kg	A.est. kg	Total kg	Ø10 kg	Ø18 kg	Ø22 kg	Ø25 kg	V.horm. m <sup>3</sup>
N+5.30										
*Pórtico 1										
V-201(<-C1)	D.inv .			19.2	19.2	19.2				0.262
V-202(C1->)	D.inv .	95.4	26.7	19.2	141.3	19.2	26.7	58	37.4	0.262
Total, Pórtico 1		95.4	26.7	38.4	160.5	38.4	26.7	58	37.4	0.524
Total, Obra		95.4	26.7	38.4	160.5	38.4	26.7	58	37.4	0.524

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø10 kg	Ø18 kg	Ø22 kg	Ø25 kg	Total kg
N+5.30	Grado 60 (Latinoamérica)	42.2	29.4	63.8	41.1	176.5
Total, Obra		42.2	29.4	63.8	41.1	176.5

### 2.3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (438.9 kg)	Planta: N+0.00, N+5.30
Hormigón: f'c=280 (1.59 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 14.13 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	514.4	349	569
Ø16	77.0	134	
Ø18	39.0	86	

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)	ENCOFRADO (M2)
569	1.59	14.13

### 2.4. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m <sup>3</sup> )	ENCOFRADO (m <sup>2</sup> )
FUNDACIÓN	1	197.78	3.51	5.30
VIGA N+5.30	1	176.50	0.52	

COLUMNAS	1	569.00	1.59	14.13
<b>TOTAL</b>		<b>943.28</b>	<b>5.624</b>	<b>19.43</b>

3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A-B, D-E)-5

3.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: (C1-C2)		Grado 60				Total
Nombre de armado		Ø10	Ø14	Ø16	Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)				12x3.77	45.24
	Peso (kg)				12x9.30	111.58
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)				13x2.95	38.35
	Peso (kg)				13x7.28	94.59
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)				12x3.77	45.24
	Peso (kg)				12x9.30	111.58
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)				13x2.95	38.35
	Peso (kg)				13x7.28	94.59
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			8x3.75		30
	Peso (kg)			8x5.92		0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	5x1.44				7.2
	Peso (kg)	5x0.89				0

Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		8x3.67			29.36
	Peso (kg)		8x4.43			0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	5x1.44				7.2
	Peso (kg)	5x0.89				0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				4x3.90	15.6
	Peso (kg)				4x9.62	0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x3.75		15
	Peso (kg)			4x5.92		0
Totales	Longitud (m)	14.4	29.36	45	182.78	
	Peso (kg)	8.88	35.47	71.04	450.82	412.34
Total, con desperdicios -10.00%	Longitud (m)	15.84	32.3	49.5	201.06	
	Peso (kg)	9.77	39.02	78.14	495.9	453.574

Resumen de computo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)					Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø10	Ø14	Ø16	Ø20	Total	fc=280	Limpieza	
Referencia: (C1-C2)	9.76	39.02	78.15	495.9	453.574	6.65	1.02	8.32
Totales	9.76	39.02	78.15	495.9	453.574	6.65	1.02	8.32

### 1.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

#### VIGAS

Listado de cómputo de vigas									
Materiales:									
Hormigón: fc=280									
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)									
	Tipo	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total	Ø12	Ø16	Ø20	V.horm.

		kg	m <sup>3</sup>						
N+2.5									
*Pórtico 1									
V-201(<-C1)	Desc.	45.6	19.4	21.4	86.4	21.4	23.2	41.8	0.179
V-202(C1-C2)	Desc.			27.6	27.6	27.6			0.21
Total, Pórtico 1		45.6	19.4	49	114	49	23.2	41.8	0.389
Total, Obra		45.6	19.4	49	114	49	23.2	41.8	0.389

Resumen de cómputo (+10%)					
	Tipo Acero	Ø12	Ø16	Ø20	Total
		kg	kg	kg	kg
N+2.5	Grado 60 (Latinoamérica)	53.9	25.5	46	125.4
Total, Obra		53.9	25.5	46	125.4

## 1.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

### COLUMNA1

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (247.9 kg)	Planta: N+0.00, N+2.5
Hormigón: f'c=280 (0.72 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 7.20 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

### COLUMNA 2

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (247.9 kg)	Planta: N+0.00, N+2.5
Hormigón: f'c=280 (0.72 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 7.20 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 $\varnothing$ 10	617.7	419	
$\varnothing$ 14	48.5	64	
$\varnothing$ 16	73.9	128	
$\varnothing$ 20	25.2	68	679

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)		ENCOFRADO (M2)	
	COLUMA 1	COLUMNA 2	COLUMA 1	COLUMNA 2
679	0.72	0.72	7.2	7.2

### 1.3. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m <sup>3</sup> )	ENCOFRADO (m <sup>2</sup> )
FUNDACIÓN	2	907.15	13.30	16.64
VIGA N+2.5	2	250.80	0.78	
COLUMNAS	2	1358.00	2.88	28.80
<b>TOTAL</b>		<b>2515.95</b>	<b>16.96</b>	<b>45.44</b>

## 2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, E)-3,4

### 2.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

#### FUNDACIÓN

---

Referencia: (C1-C2)		Grado 60						Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø22	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)					18x4.35		78.3
	Peso (kg)					18x12.98		233.63
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)					18x3.55		63.9
	Peso (kg)					18x10.59		190.66
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)					18x4.35		78.3
	Peso (kg)					18x12.98		233.63
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)					18x3.55		63.9
	Peso (kg)					18x10.59		190.66
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x3.68			44.16
	Peso (kg)				12x9.08			0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x3.15					12.6
	Peso (kg)		4x2.80					0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	9x1.84						16.56
	Peso (kg)	9x1.13						0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x3.68			44.16
	Peso (kg)				12x9.08			0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x3.30				13.2
	Peso (kg)			4x5.21				0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	9x1.84						16.56
	Peso (kg)	9x1.13						0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)						4x3.85	15.4
	Peso (kg)						4x14.84	0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)					4x3.72		14.88
	Peso (kg)					4x11.10		0
Totales	Longitud (m)	33.12	12.6	13.2	88.32	299.28	15.4	
	Peso (kg)	20.4	11.19	20.84	217.84	892.98	59.34	848.58

Total, con desperdicios	Longitud (m)	36.43	13.86	14.52	97.15	329.21	16.94	
-10.00%	Peso (kg)	22.44	12.31	22.92	239.63	982.28	65.27	933.438

Resumen de computo (se incluyen desperdicios de acero)										
Elemento	Grado 60 (kg)							Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø22	Ø25	Total	f <sub>c</sub> =280	Limpieza	
Referencia : (C1-C2)	22.44	12.31	22.92	239.63	982.28	65.27	933.438	13.69	1.37	14.8
Totales	22.44	12.31	22.92	239.63	982.28	65.27	933.438	13.69	1.37	14.8

2.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

VIGAS

Listado de cómputo de vigas											
Materiales:											
Hormigón: f <sub>c</sub> =280											
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)											
	Tipo	A.neg. kg	A.pos. kg	A.est. kg	Total kg	Ø10 kg	Ø14 kg	Ø16 kg	Ø18 kg	Ø20 kg	V.horm. m³
N+1.00											
*Pórtico 1											
V-201(C1-C2)	Desc.	9.6	9.6	7	26.2	7	19.2				0.168
*Pórtico 2											
V-202(C1->)	Desc.	35.6	14.3	13.2	63.1	13.2		14.3	12.4	23.2	0.316
*Pórtico 3											
V-203(C2->)	Desc.	35.6	14.3	13.2	63.1	13.2		14.3	12.4	23.2	0.316

Total, N+1.00		80.8	38.2	33.4	152.4	33.4	19.2	28.6	24.8	46.4	0.8
N+4.00											
*Pórtico 1											
V-301(C1-C2)	Desc.	9.6	9.6	7	26.2	7	19.2				0.168
*Pórtico 2											
V-302(<-C1)	Desc.	21.9	21.9	18.2	62	18.2			43.8		0.258
*Pórtico 3											
V-303(<-C2)	Desc.	21.9	21.9	18.2	62	18.2			43.8		0.258
Total, N+4.00		53.4	53.4	43.4	150.2	43.4	19.2		87.6		0.684
Total, Obra		134.2	91.6	76.8	302.6	76.8	38.4	28.6	112.4	46.4	1.484

Resumen de cómputo (+10%)							
	Tipo Acero	Ø10	Ø14	Ø16	Ø18	Ø20	Total
		kg	kg	kg	kg	kg	kg
N+1.00	Grado 60 (Latinoamérica)	36.7	21.1	31.5	27.3	51	167.6
N+4.00	Grado 60 (Latinoamérica)	47.7	21.1		96.4		165.2
Total, Obra		84.4	42.2	31.5	123.7	51	332.8

### 2.3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

#### COLUMNA 1

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (427.0 kg)	Planta: N+0.00, N+1.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6.00 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:20	

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (250.6 kg)	Planta: N+4.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6.00 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

#### COLUMNA 2

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (423.5 kg)	Planta: N+0.00, N+1.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:20	

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (250.6 kg)	Planta: N+4.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	745.2	505	1315
Ø12	14.4	14	
Ø16	14.8	26	
Ø18	14.8	33	
Ø20	208.8	566	
Ø22	31.2	102	
Ø25	16.2	69	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	596.2	404	501
Ø14	73.0	97	

(KG)	COLUMNA 1	COLUMNA 2	COLUMNA 1	COLUMNA 2
1816	1.36	1.36	12	12

1.1. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m³)	ENCOFRADO (m²)
FUNDACIÓN	2	1866.88	27.38	29.60
VIGA N+1.00	2	335.20	1.60	
VIGA N+4.00	2	330.40	1.37	
COLUMNAS	2	3632.00	5.44	48.00
<b>TOTAL</b>		<b>6164.48</b>	<b>35.79</b>	<b>77.60</b>

3. CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA PARA LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN PRETENSADO

3.1. VOLÚMENES DE HORMIGÓN

<b>VOLUMEN DE HORMIGÓN</b>				
<b>ELEMENTO</b>	<b>#ELEMENTOS</b>	<b>LONGITUD(M)</b>	<b>ÁREA M2</b>	<b>VOLUMEN M3</b>
Doble T	6	15.0748	0.314	28.40
Doble T	2	15.039	0.314	9.44
Doble T	1	15.105	0.314	4.74
Doble T	1	14.225	0.314	4.47
<b>TOTAL, M3</b>				<b>47.06</b>

## 3.2. ACERO DE PRETENSADO

<b>ACERO DE PRETENSADO</b>						
<b>ELEMENTO</b>	<b>DIÁMETRO (PULG)</b>	<b>#CABLES</b>	<b>ÁREA</b>	<b>#ELEMENTOS</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>LONG TOTAL(M)</b>
Doble T	7/16	12	0.7419	6	15.0748	1085.39
Doble T	7/16	12	0.7419	2	15.039	360.94
Doble T	7/16	12	0.7419	1	15.105	181.26
Doble T	7/16	12	0.7419	1	14.225	170.70
<b>TOTAL (m)</b>						<b>1798.28</b>

## 3.3. ACERO DE MALLA ELECTROSOLDADA

<b>Acero de malla electrosoldada Patín superior</b>					
<b>#Elementos</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Área m2</b>	<b>Área total (m2)</b>
6	8mm @ 10	15.075	1.6	24.11968	144.72
2	8mm @ 10	15.039	1.6	24.0624	48.12
1	8mm @ 10	15.105	1.6	24.168	24.17
1	8mm @ 10	14.225	1.6	22.76	22.76

<b>Total (m2)</b>	<b>239.77</b>
-------------------	---------------

<b>Acero de malla alma</b>					
<b>#Elementos</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Longitud(m)</b>	<b>Alto (m)</b>	<b>Área m2</b>	<b>Área total (m2)</b>
6	8mm @ 10	15.075	0.55	8.29114	49.75
2	8mm @ 10	15.039	0.55	8.27145	16.54
1	8mm @ 10	15.105	0.55	8.30775	8.31
1	8mm @ 10	14.225	0.55	7.82375	7.82
				<b>Total (m2)</b>	<b>82.42</b>
<b>Total, malla electrosoldada (m2)</b>				<b>322.19</b>	

4. CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES PARA EXCAVACIÓN DE ZAPATAS

DETALLE DE VOLUMENES DE EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS PROPUESTA 1
--

ZAPATA	DIMENSIONES DE ZAPATAS			ÁREA (m2)	VOL. (m3)
	a (m)	b (m)	h (m)		
EJES (A, E)-2	1.65	3.35	2.00	5.53	11.06
EJES (A, E)-1	3.25	4.40	2.00	14.30	28.60
EJES C-1	2.65	2.65	2.00	7.02	14.05
EJES (A, D)-3,4	3.30	3.10	2.00	10.23	20.46
EJES (A-B, D-E)-5	3.00	3.00	2.00	9.00	18.00
<b>TOTAL</b>					<b>92.16</b>

ANEXO 14 Cantidades de obra propuesta de diseño Dos

Cuantificación de volúmenes de obra para la obtención del presupuesto referencial del proyecto “Puente Peatonal en base a Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado - Diseño de Superestructura con Vigas Tipo L”.

1. MÉNSULAS

4.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA MÉNSULAS EN ELEMENTOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, D)-1,1’.

Referencia: P-1		Grado 60		Total
Nombre de armado		Ø10	Ø18	
Armadura principal	Longitud (m)		4x2.89	11.56
	Peso (kg)		4x5.77	23.09
Armado de estribos	Longitud (m)	2x (2.49-2.64)		5.14
	Peso (kg)	2x (1.53-1.63)		3.17
Totales	Longitud (m)	5.14	11.56	
	Peso (kg)	3.17	23.09	26.26
Total, con mermas -10.00%	Longitud (m)	5.65	12.72	
	Peso (kg)	3.49	25.4	28.89

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)			Hormigón (m³)
	Ø10	Ø18	Total	f <sub>c</sub> =280
Referencia: P-1	3.49	25.4	28.89	0.16
Totales	3.49	25.4	28.89	0.16

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m³)
MÉNSULA TIPO	4	115.56	0.64

5. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRRCOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, D)-1,1´

5.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: (C1-C2)		Grado 60				Total
Nombre de armado		Ø10	Ø14	Ø20	Ø22	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)			21x3.90		81.9
	Peso (kg)			21x9.62		202
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)			22x3.75		82.5
	Peso (kg)			22x9.25		203.48
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)			21x3.90		81.9
	Peso (kg)			21x9.62		202
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)			22x3.75		82.5
	Peso (kg)			22x9.25		203.48
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x4.54	54.48
	Peso (kg)				12x13.55	0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x4.05			16.2
	Peso (kg)		4x4.89			0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	8x1.64				13.12
	Peso (kg)	8x1.01				0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x4.54	54.48
	Peso (kg)				12x13.55	0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x4.05			16.2
	Peso (kg)		4x4.89			0



*Pórtico 1								
V-301(C1-C2)	Desc.	9.2	9.2	9.6	28	9.6	18.4	0.184
Total, Obra		18.4	18.4	23.6	60.4	9.6	14	36.8

Resumen de cómputo (+10%)					
	Tipo Acero	Ø10 kg	Ø12 kg	Ø14 kg	Total kg
N+2.75	Grado 60 (Latinoamérica)		15.4	20.2	35.6
N+5.5	Grado 60 (Latinoamérica)	10.6		20.2	30.8
Total, Obra		10.6	15.4	40.4	66.4

5.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

COLUMNA 1= COLUMNA 2

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (670.1 kg)	Planta: N+0.0, N+2.75
Hormigón: f'c=280 (1.90 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 8.55 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:20	

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (315.0 kg)	Planta: N+5.5
Hormigón: f'c=280 (1.10 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 4.95 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 ø10	637.2	432	
ø14	34.8	46	
ø16	36.4	63	
ø18	53.4	117	
ø20	36.4	99	
ø22	109.2	358	
			1115

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 ø10	387.5	263	
ø14	23.8	32	
ø16	11.9	21	
			316

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)	ENCOFRADO (M2)
1431	3	13.5

5.3. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN N (m³)	ENCOFRADO O (m²)
FUNDACIÓN	2	1784.11	28.44	28.62
VIGA N+2.75	2	71.20	0.36	
VIGA N+5.5	2	61.6	0.37	
COLUMNAS	2	2862.00	6.00	27.00
<b>TOTAL</b>		<b>4778.91</b>	<b>35.18</b>	<b>55.62</b>

6. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, E)-2

---

6.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: C1		Grado 60				Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø20	Ø22	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)			14x3.65		51.1
	Peso (kg)			14x9.00		126.04
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)			14x2.85		39.9
	Peso (kg)			14x7.03		98.41
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)			14x3.65		51.1
	Peso (kg)			14x9.00		126.04
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)			14x2.85		39.9
	Peso (kg)			14x7.03		98.41
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x5.41	64.92
	Peso (kg)				12x16.14	0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x4.99			19.96
	Peso (kg)		4x4.43			0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	6x1.54				9.24
	Peso (kg)	6x0.95				0
Totales	Longitud (m)	9.24	19.96	182	64.92	
	Peso (kg)	5.69	17.72	448.9	193.71	448.9
Total, con desperdicios -10.00%	Longitud (m)	10.16	21.96	200.2	71.41	
	Peso (kg)	6.26	19.49	493.79	213.08	493.79

Resumen de computo (se incluyen desperdicios de acero)

	Grado 60 (kg)	Hormigón (m³)	Encofrado (m²)
--	---------------	---------------	----------------

Elemento	Ø10	Ø12	Ø20	Ø22	Total	f <sub>c</sub> =280	Limpieza	
Referencia: C1	6.26	19.49	493.79	213.08	493.79	6.3	0.9	8.4
Totales	6.26	19.49	493.79	213.08	493.79	6.3	0.9	8.4

## 6.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

### VIGAS

Listado de cómputo de vigas										
Materiales:										
Hormigón: f <sub>c</sub> =280										
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)										
	Tipo	A.neg. kg	A.pos. kg	A.est. kg	Total kg	Ø10 kg	Ø18 kg	Ø20 kg	Ø22 kg	V.horm. m <sup>3</sup>
Viga +4.89										
*Pórtico 1										
V-201(<-C1)	Desc.	33.8	20.3	15.5	69.6	15.5	20.3	25.8	8	0.194
Total, Obra		33.8	20.3	15.5	69.6	15.5	20.3	25.8	8	0.194

Resumen de cómputo (+10%)						
	Tipo Acero	Ø10 kg	Ø18 kg	Ø20 kg	Ø22 kg	Total kg
Viga +4.89	Grado 60 (Latinoamérica)	17.1	22.3	28.4	8.8	76.6
Total, Obra		17.1	22.3	28.4	8.8	76.6

## 6.3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

### COLUMNA

---

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (417.5 kg)	Planta: N+0.0, N+4.89
Hormigón: f'c=280 (1.21 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 11.71 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	473.6	321	
Ø12	34.2	33	
Ø16	21.3	37	
Ø22	67.4	221	
Ø25	14.2	60	

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)	ENCOFRADO (M2)
672	1.21	11.71

6.4. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m³)	ENCOFRADO (m²)
FUNDACIÓN	2	987.58	12.6	16.8
VIGA N+4.89	2	153.2	0.388	
COLUMNAS	2	1344	2.42	23.42
<b>TOTAL</b>		<b>2484.78</b>	<b>15.408</b>	<b>40.22</b>

7. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRCOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A-B, D-E)-5

7.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: (C1-C2)	Grado 60				Total
Nombre de armado	Ø10	Ø14	Ø16	Ø20	



Referencia: (C1-C2)	9.76	39.02	78.15	495.9	453.574	6.65	1.02	8.32
Totales	9.76	39.02	78.15	495.9	453.574	6.65	1.02	8.32

7.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

VIGAS

Listado de cómputo de vigas									
Materiales:									
Hormigón: $f_c=280$									
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)									
	Tipo	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total	Ø12	Ø16	Ø20	V.hor m.
		kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>
N+2.5									
*Pórtico 1									
V-201(<-C1)	Desc.	45.6	19.4	21.4	86.4	21.4	23.2	41.8	0.179
V-202(C1-C2)	Desc.			27.6	27.6	27.6			0.21
Total, Pórtico 1		45.6	19.4	49	114	49	23.2	41.8	0.389
Total, Obra		45.6	19.4	49	114	49	23.2	41.8	0.389

Resumen de cómputo (+10%)					
	Tipo Acero	Ø12	Ø16	Ø20	Total
		kg	kg	kg	kg
N+2.5	Grado 60 (Latinoamérica)	53.9	25.5	46	125.4
Total, Obra		53.9	25.5	46	125.4

7.3. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

**COLUMNA1**

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (247.9 kg)	Planta: N+0.00, N+2.5
Hormigón: f'c=280 (0.72 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 7.20 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

**COLUMNA 2**

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (247.9 kg)	Planta: N+0.00, N+2.5
Hormigón: f'c=280 (0.72 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 7.20 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 $\phi$ 10	617.7	419	
$\phi$ 14	48.5	64	
$\phi$ 16	73.9	128	
$\phi$ 20	25.2	68	679

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)		ENCOFRADO (M2)	
	COLUMNA 1	COLUMNA 2	COLUMNA 1	COLUMNA 2
679	0.72	0.72	7.2	7.2

**7.4. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS**

ELEMENTO	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m³)	ENCOFRADO (m²)
FUNDACIÓN	2	907.15	13.30	16.64
VIGA N+2.5	2	250.80	0.78	
COLUMNAS	2	1358.00	2.88	28.80
<b>TOTAL</b>		<b>2515.95</b>	<b>16.96</b>	<b>45.44</b>

8. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN PARA LOS MIEBROS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS CORRESPONDIENTES A LOS EJES (A, E)-3,4

8.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPATAS

FUNDACIÓN

Referencia: (C1-C2)		Grado 60						Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø22	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)					18x4.35		78.3
	Peso (kg)					18x12.98		233.63
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)					18x3.55		63.9
	Peso (kg)					18x10.59		190.66
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)					18x4.35		78.3
	Peso (kg)					18x12.98		233.63
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)					18x3.55		63.9
	Peso (kg)					18x10.59		190.66
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x3.68			44.16
	Peso (kg)				12x9.08			0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x3.15					12.6
	Peso (kg)		4x2.80					0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	9x1.84						16.56
	Peso (kg)	9x1.13						0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)				12x3.68			44.16
	Peso (kg)				12x9.08			0

Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x3.30				13.2
	Peso (kg)			4x5.21				0
Arranque - Estribos	Longitud (m)	9x1.84						16.56
	Peso (kg)	9x1.13						0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)						4x3.85	15.4
	Peso (kg)						4x14.84	0
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)					4x3.72		14.88
	Peso (kg)					4x11.10		0
Totales	Longitud (m)	33.12	12.6	13.2	88.32	299.28	15.4	
	Peso (kg)	20.4	11.19	20.84	217.84	892.98	59.34	848.58
Total, con desperdicios -10.00%	Longitud (m)	36.43	13.86	14.52	97.15	329.21	16.94	
	Peso (kg)	22.44	12.31	22.92	239.63	982.28	65.27	933.438

Resumen de computo (se incluyen desperdicios de acero)										
Elemento	Grado 60 (kg)							Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø22	Ø25	Total	f'c=280	Limpieza	
Referencia: (C1-C2)	22.44	12.31	22.93	239.62	982.28	65.27	933.438	13.69	1.37	14.8
Totales	22.44	12.31	22.93	239.62	982.28	65.27	933.438	13.69	1.37	14.8

1.1. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN VIGAS

VIGAS

Listado de cómputo de vigas
Materiales:

Hormigón: f'c=280											
Acero: Grado 60 (Latinoamérica)											
	Tipo	A.neg. kg	A.pos. kg	A.est. kg	Total kg	Ø10 kg	Ø14 kg	Ø16 kg	Ø18 kg	Ø20 kg	V.horm. m³
N+1.00											
*Pórtico 1											
V-201(C1-C2)	Desc.	9.6	9.6	7	26.2	7	19.2				0.168
*Pórtico 2											
V-202(C1->)	Desc.	35.6	14.3	13.2	63.1	13.2		14.3	12.4	23.2	0.316
*Pórtico 3											
V-203(C2->)	Desc.	35.6	14.3	13.2	63.1	13.2		14.3	12.4	23.2	0.316
Total, N+1.00		80.8	38.2	33.4	152.4	33.4	19.2	28.6	24.8	46.4	0.8
N+4.00											
*Pórtico 1											
V-301(C1-C2)	Desc.	9.6	9.6	7	26.2	7	19.2				0.168
*Pórtico 2											
V-302(<-C1)	Desc.	21.9	21.9	18.2	62	18.2			43.8		0.258
*Pórtico 3											
V-303(<-C2)	Desc.	21.9	21.9	18.2	62	18.2			43.8		0.258
Total, N+4.00		53.4	53.4	43.4	150.2	43.4	19.2		87.6		0.684
Total, Obra		134.2	91.6	76.8	302.6	76.8	38.4	28.6	112.4	46.4	1.484

Resumen de cómputo (+10%)							
	Tipo Acero	Ø10 kg	Ø14 kg	Ø16 kg	Ø18 kg	Ø20 kg	Total kg
N+1.00	Grado 60 (Latinoamérica)	36.7	21.1	31.5	27.3	51	167.6
N+4.00	Grado 60 (Latinoamérica)	47.7	21.1		96.4		165.2
Total, Obra		84.4	42.2	31.5	123.7	51	332.8

1.2. VOLÚMENES DE ACERO Y HORMIGÓN EN COLUMNAS

COLUMNA 1

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (427.0 kg)		Planta: N+0.00, N+1.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala 1:20
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm	

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (250.6 kg)		Planta: N+4.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala 1:15
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm	

COLUMNA 2

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (423.5 kg)		Planta: N+0.00, N+1.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala 1:20
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm	

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (250.6 kg)		Planta: N+4.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala 1:15
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	745.2	505	1315
Ø12	14.4	14	
Ø16	14.8	26	
Ø18	14.8	33	
Ø20	208.8	566	
Ø22	31.2	102	
Ø25	16.2	69	

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	596.2	404	501
Ø14	73.0	97	

ACERO (KG)	V. HORMIGÓN (M3)		ENCOFRADO (M2)	
	COLUMNA 1	COLUMNA 2	COLUMNA 1	COLUMNA 2
1816	1.36	1.36	12	12

1.3. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO Y HORMIGÓN EN ZAPTAS, VIGAS Y COLUMNAS

ELEMENTO				
----------	--	--	--	--

	# UNIDADES	PESO TOTAL ACERO (kg)	HORMIGÓN (m <sup>3</sup> )	ENCOFRADO (m <sup>2</sup> )
FUNDACIÓN	2	1866.88	27.38	29.60
VIGA N+1.00	2	335.20	1.60	
VIGA N+4.00	2	330.40	1.37	
COLUMNAS	2	3632.00	5.44	48.00
<b>TOTAL</b>		<b>6164.48</b>	<b>35.79</b>	<b>77.60</b>

## 2. CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA PARA LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN PRETENSADO

### 2.1. VOLÚMENES DE HORMIGÓN

#### VOLUMEN EN VIGAS PRETENSADAS (m<sup>3</sup>)

ELEMENTO	# ELEMENTOS	LONG (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )
DOBLE T	6	15.07	0.31	28.03
DOBLE T	2	11.52	0.31	7.14
VIGA L	2	30.13	0.27	16.27
<b>TOTAL (m<sup>3</sup>)</b>				<b>51.44</b>

### 2.2. ACERO DE PRETENSADO

---

ACERO DE PRETENSADO

ELEMENTO	DÍAMETRO (pulg)	# CABLES	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	# ELEMENTOS	LONG (M)	LONG TOTAL	FY (Kg/cm <sup>2</sup> )
DOBLE T	7/16	12	0.74	6	15.07	1085.39	17000
DOBLE T	7/16	12	0.74	2	11.52	276.48	17000
VIGA L	1/2	18	0.99	2	30.13	1084.68	17000

LONG. TOATL DOBLE T (M)	<b>1361.87</b>
LONG. TOTAL VIGA L (M)	<b>1084.68</b>

2.3. ACERO EN BARRAS

ACERO EN BARRAS VIGA L

ACERO PARA VIGA L										
VIGA L	TIPO	φ	NUMERO	DIMENSIONES				DESARROLLLO		
				a	b	c	g	PARCIAL	# VIGAS	TOTAL
LONGITUDINAL	I	12	4	30.13				30.13	2	241.04
LONGITUDINAL	I	10	6	30.13				30.13	2	361.56
ESTRIBOS 1	O	10	121	0.16	1.5		0.14	1.83	2	443.83
ESTRIBOS 2	O	10	121	0.24	0.1		0.14	0.50	2	122.74
ESTRIBO DE AMRRE	C	10	363	0.06			0.14	0.24	2	174.24
RESUMEN										
φ	DESARROLLLO TOTAL		KG/M				PESO(KG)			
10	1102.37		0.617				680.16			

12	241.04	0.888	214.04
<b>TOTAL (m)</b>	<b>1343.41</b>	<b>TOTAL (Kg/m)</b>	<b>894.21</b>

2.4. ACERO DE MALLA ELECTROSOLDADA

<b>ACERO PARA MALLA ELECTROSOLDADA EN DOBLES T</b>
--

<b>ACERO DE MALLA ELECTROSOLDADA PATÍN SUPERIOR</b>					
<b>#ELEMENTOS</b>	<b>DIAMETRO</b>	<b>LONGITUD(M)</b>	<b>ANCHO (M)</b>	<b>AREA M2</b>	<b>AREA TOTAL (M2)</b>
6	8mm @ 10	15.075	1.6	24.11968	144.72
2	8mm @ 10	11.520	1.6	18.432	36.86
				<b>Total (m2)</b>	<b>181.58</b>

<b>ACERO DE MALLA ALMA</b>					
<b>#ELEMENTOS</b>	<b>DIAMETRO</b>	<b>LONGITUD(M)</b>	<b>ALTO (M)</b>	<b>ÁREA (M2)</b>	<b>ÁREA TOTAL (M2)</b>
6	8mm @ 10	15.08	0.55	8.29	49.75
2	8mm @ 10	11.52	0.55	6.34	12.67
				<b>Total (m2)</b>	<b>62.42</b>

<b>TOTAL, MALLA ELECTROSOLDADA (M2)</b>	<b>244.00</b>
---	---------------

3. CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES PARA EXCAVACIÓN DE ZAPATAS

---

<b>DETALLE DE VOLUMENES DE EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS PROPUESTA 2</b>
--

ZAPATA	DIMENSIONES DE ZAPATAS			ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOL. (m <sup>3</sup> )
	a (m)	b (m)	h (m)		
EJES (A, D)-1,1´	4.05	3.90	2.00	15.80	31.59
EJES (A, D)-2	3.70	3.70	2.00	13.69	27.38
EJES (A, D)-3,4	3.00	3.00	2.00	9.00	18.00
EJES (A-B, C-D)-5	3.30	3.10	2.00	10.23	20.46
<b>TOTAL</b>					<b>97.43</b>

---

## ANEXO 15 Simbología Para Diseño en Hormigón-Pretensado

$A_c$	= área de la sección transversal de un elemento de hormigón.
$A_p$	= área del acero de preesfuerzo (armadura activa).
$A_{v\ min}$	= área de acero por cortante en una sección.
$a$	= altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión en el hormigón, en flexión.
$b$	= dimensión de la base de una sección transversal
$b_w$	= espesor del alma de una viga o vigueta.
$C_G$	= centro de gravedad de una sección.
$C_1$	= multiplicador para cálculo de deflexiones establecido por el PCI.
$C_2$	= multiplicador modificado para el cálculo de deflexiones dado por el PCI.
$c_b$	= distancia de la línea neutra (L.N.), a la fibra inferior de la sección.
$c_t$	= distancia de la línea neutra (L.N.), a la fibra superior de la sección.
$D_L$	= carga muerta mayorada.
$d$	= distancia del centroide de acero a la fibra extrema en compresión.
$d_b$	= diámetro nominal del torón de preesfuerzo.
$d_p$	= distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado.
$E$	= módulo de elasticidad.
$E_c$	= módulo de elasticidad del hormigón.
$E_{ci}$	= módulo de elasticidad inicial del hormigón (al momento de cortar los cables).
$E_p$	= módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo.

---

$e$	= excentricidad, (medida desde el centroide del acero de presfuerzo al centro de gravedad de la sección).
$f_b$	= esfuerzo máximo en la parte inferior de la sección de un elemento.
$f'_c$	= esfuerzo de compresión del hormigón (resistencia) usualmente a los 28 días.
$f'_{ci}$	= esfuerzo de compresión inicial del hormigón (al momento de cortar los cables).
$f_{pe}$	= esfuerzo de tracción efectivo (luego de las pérdidas), en el acero de preesfuerzo.
$f_{pi}$	= esfuerzo de tracción inicial en el acero de preesfuerzo.
$f_{ps}$	= esfuerzo de tracción nominal, en flexión en el acero de preesfuerzo.
$f_{pu}$	= esfuerzo de tracción último del acero de preesfuerzo (armaduras activas).
$f_{py}$	= esfuerzo de tracción de fluencia del acero de preesfuerzo (armaduras activas).
$f^t$	= esfuerzo máximo en la parte superior de la sección de un elemento.
$f_y$	= esfuerzo de tracción de fluencia del acero (armaduras pasivas).
$h$	= dimensión de la altura de una sección transversal.
$I$	= momento de inercia en general.
$I_e$	= momento de inercia efectivo de una sección, con respecto a la L.N.
$L$	= longitud del cable de preesfuerzo; luz o longitud de un elemento estructural.
$L_L$	= carga viva mayorada.
$L.N$	= línea neutra (línea de esfuerzo cero).
$M$	= momento flector en general.
$M_D$	= momento flector por peso propio.

---

$M_{D,adic.}$	= momento flector por cargas muertas adicionales.
$M_d$	= momento flector de diseño.
$M_L$	= momento flector por carga viva.
$M_D$	= momento flector por peso propio.
$M_n$	= momento flector nominal de una sección.
$M_u$	= momento flector último (cargas mayoradas).
$P_e$	= fuerza efectiva de tensado (luego de pérdidas), en el acero de preesfuerzo.
$P_i$	= fuerza de tensado inicial del acero de preesfuerzo.
$r$	= radio de giro de la sección.
$S$	= superficie.
$s$	= espaciamiento del acero transversal.
$S^t$	= módulo resistente de la sección con respecto a la fibra superior.
$S_b$	= módulo resistente de la sección con respecto a la fibra inferior.
$V$	= fuerza cortante que actúa en una sección.
$V_c$	= resistencia nominal a cortante de una sección debida al hormigón.
$V_d$	= fuerza cortante en la sección debido a carga muerta no mayorada.
$V_n$	= resistencia nominal a cortante de una sección.
$V_s$	= resistencia nominal al cortante de una sección debido al refuerzo de cortante.
$V_u$	= fuerza cortante última (mayorada).
$V_{max}$	= esfuerzo cortante máximo en una sección.
$W_D$	= carga por peso propio.
$W_L$	= carga viva uniformemente repartida.

---

$\beta_1$  = factor que depende de la resistencia del hormigón.

$\beta_1$  = factor que depende de la resistencia del hormigón.

$\gamma$  = peso específico del hormigón.

$\Delta$  = flecha o contra flecha en un elemento.

$\lambda$  = factor debido a la variación de las propiedades mecánicas del hormigón.

$\rho$  = cuantía de acero pasivo.

$\rho_p$  = cuantía del acero de preesfuerzo.

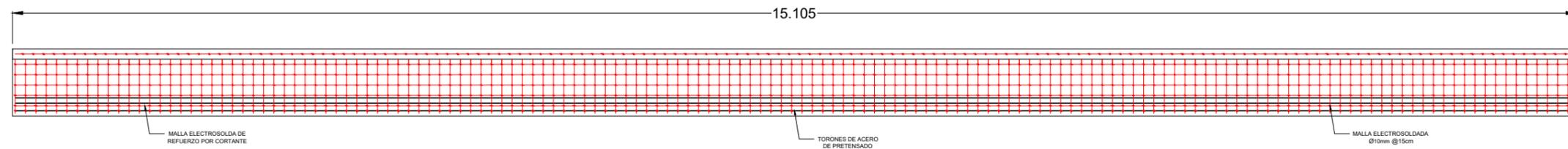
$\phi$  = factor de reducción de la resistencia.

---

ANEXO 16 Detalles de armado de elementos estructurales

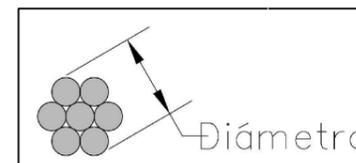
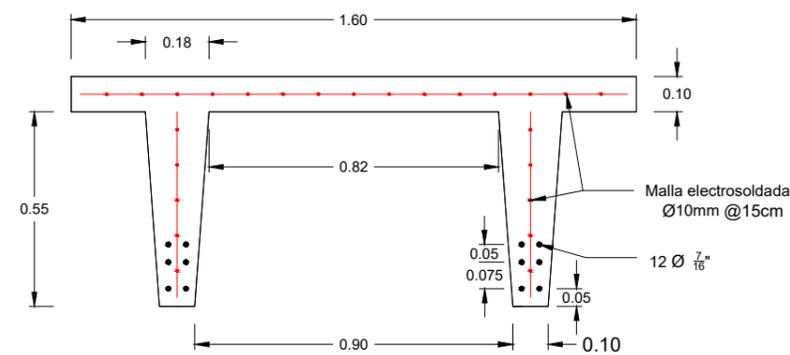


### DETALLE DEL PERFIL Y ARMADO LONGITUDINAL DE VIGAS DOBLE T



ESCALA : 1:50

### DETALLE TRANSVERSAL DE VIGAS DOBLE T



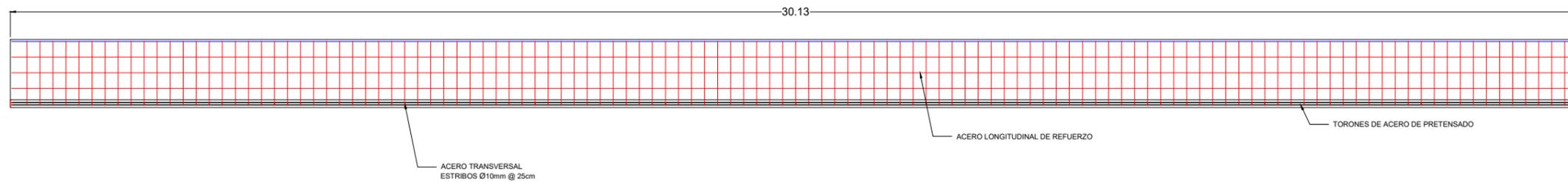
### DATOS Y ESPECIFICACIONES DE VIGAS DOBLE T

- $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ .
- Recubrimiento lateral mínimo: 2.5cm
- Área de la viga Doble T: 0.314 m<sup>2</sup>
- Long. de viga: 15.105m

ESCALA : 1:20

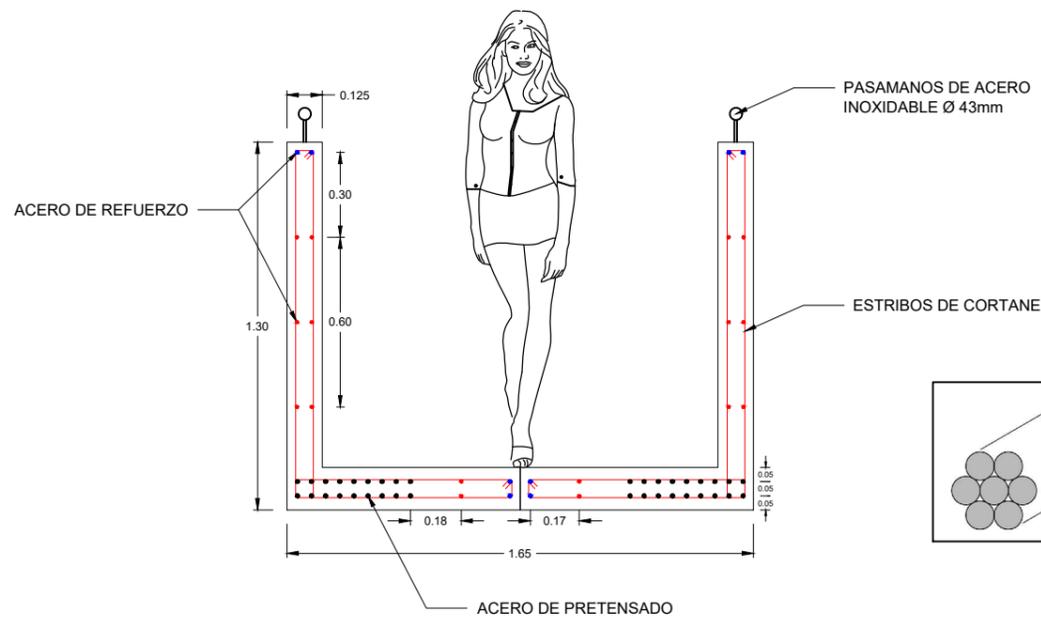
 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE VIGAS DOBLE T- PRETENSADAS</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
ESCALA: VARIOS	FECHA: AGOSTO/2018	LÁMINA: 1 de 36

### DETALLE DEL PERFIL Y ARMADO LONGITUDINAL DE VIGAS TIPO L



ESCALA : 1:100

### DETALLE TRANSVERSAL DE VIGAS TIPO L

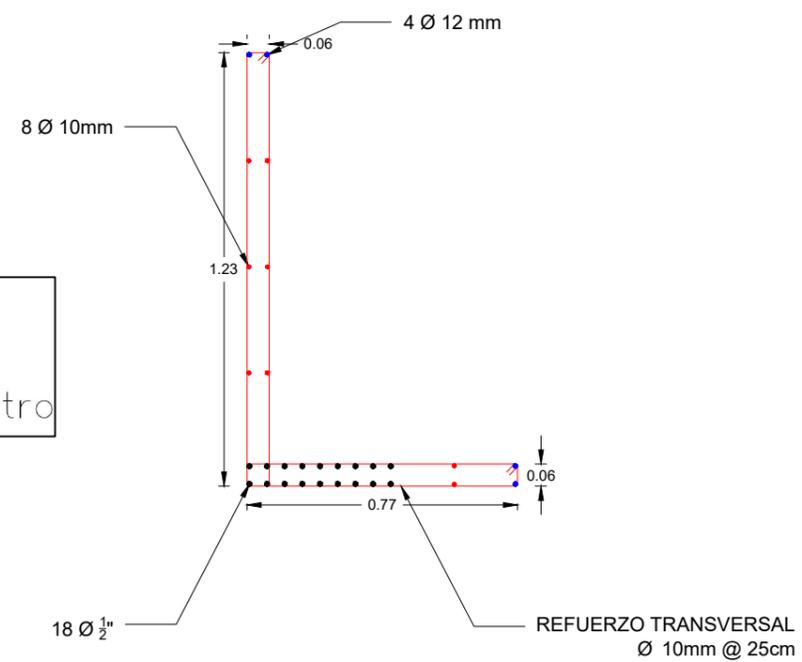


#### DATOS Y ESPECIFICACIONES DE VIGAS TIPO L

- $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ .
- Recubrimiento: 3cm
- Área de la viga tipo L: 0.2675 m<sup>2</sup>
- Long. de viga: 30.13m
- Traslapes longitudinales de 0.6m @ 12m

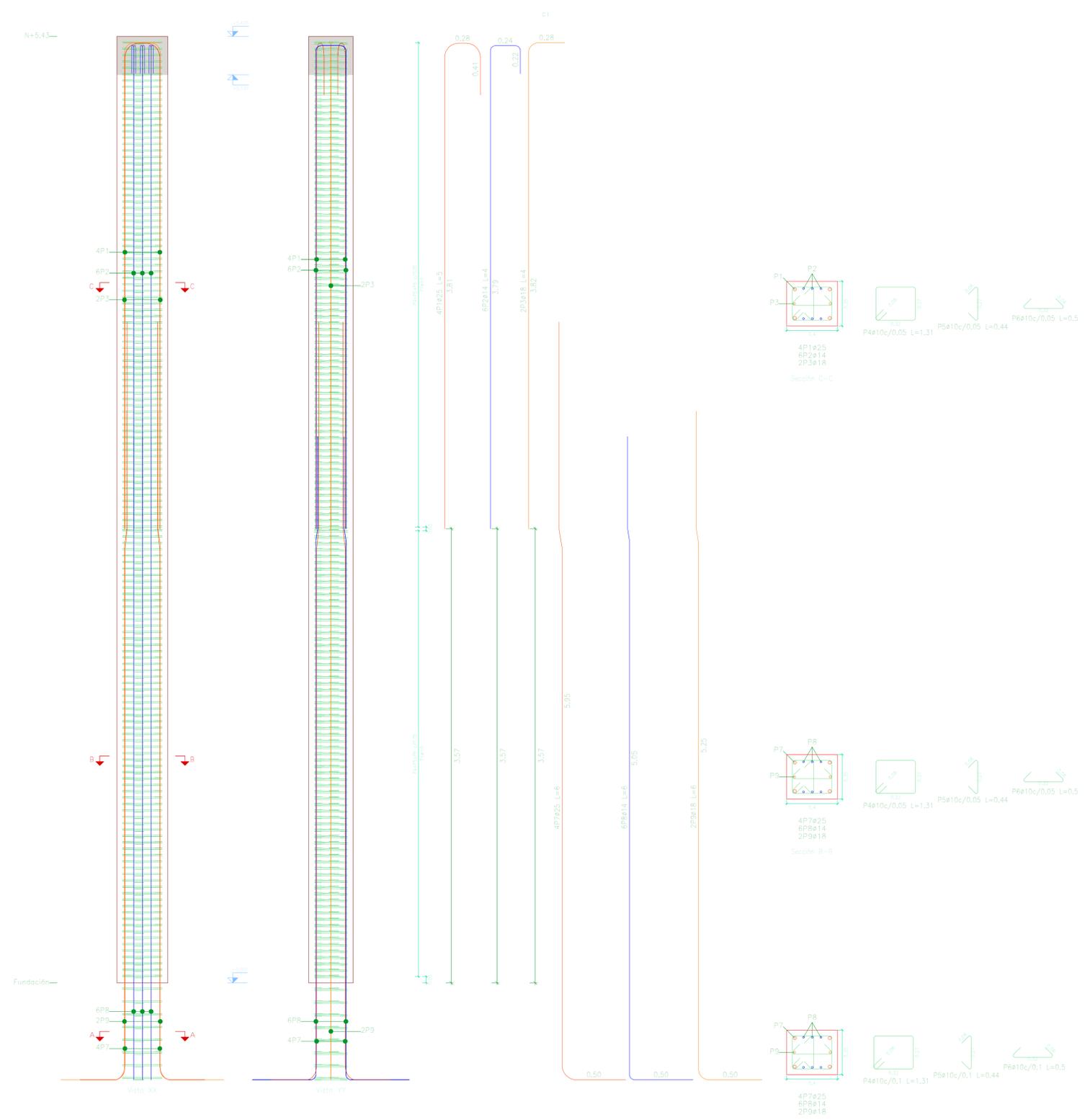
ESCALA : 1:25

### ARMADURA TRANSVERSAL



ESCALA : 1:20

<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE VIGA "L" PRETENSADA</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b>	
ESCALA: VARIOS	FECHA: AGOSTO/2018	LÁMINA: 2 de 36	



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1	1	ø25	4	[Diagram]	4.5	18	89.4
	2	ø14	6	[Diagram]	4.25	25.5	30.8
	3	ø18	2	[Diagram]	4.1	8.2	34.4
	4	ø10	156	[Diagram]	1.31	204.36	125.9
	5	ø10	156	[Diagram]	0.44	68.44	42.3
	6	ø10	156	[Diagram]	0.5	78	48.1
	7	ø25	4	[Diagram]	0.45	1.8	86.4
	8	ø14	6	[Diagram]	0.35	2.1	40.2
	9	ø18	2	[Diagram]	0.75	1.5	23.0
Total							545.1
Total							545.1

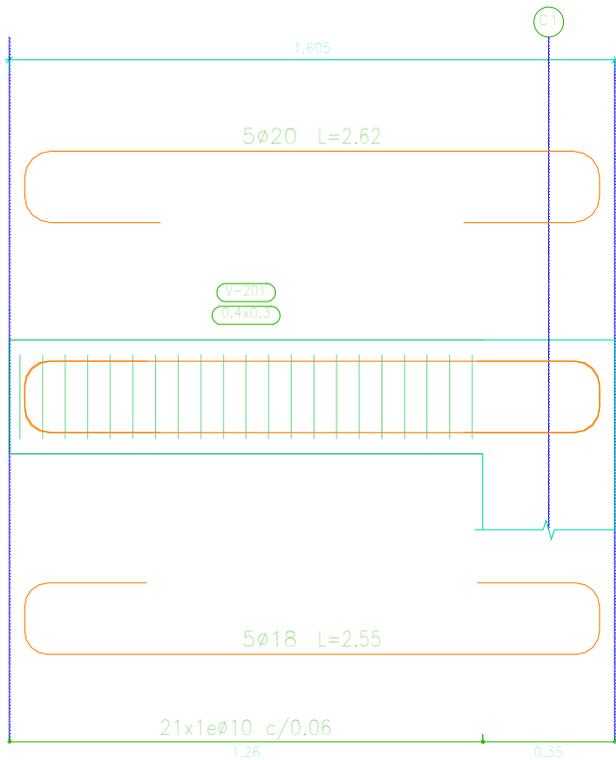
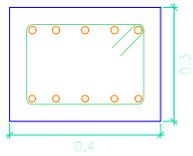
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø25	4	425	1700
2	ø14	6	425	2550
3	ø18	2	410	820
4	ø10	156	131	20436
5	ø10	156	44	6864
6	ø10	156	50	7800
7	ø25	4	45	1800
8	ø14	6	35	2100
9	ø18	2	75	1500

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 ø10	351.0	238	
ø14	58.8	78	
ø18	19.7	43	
ø25	43.8	186	545

Acero: Grado 60 (Latinométrico) (35.39 kg) Planta: N+0.00, N+5.43  
 Hormigón: Tc=280 (1.04 m³) Tomado máximo del agregado: 15 mm Escala: 1:20  
 Encofrado: 11.15 m² Recubrimiento geométrico: 4 cm

<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA COLUMNA N+0.00, N+5.43 - EJES (A,E)-2</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 3 de 36	

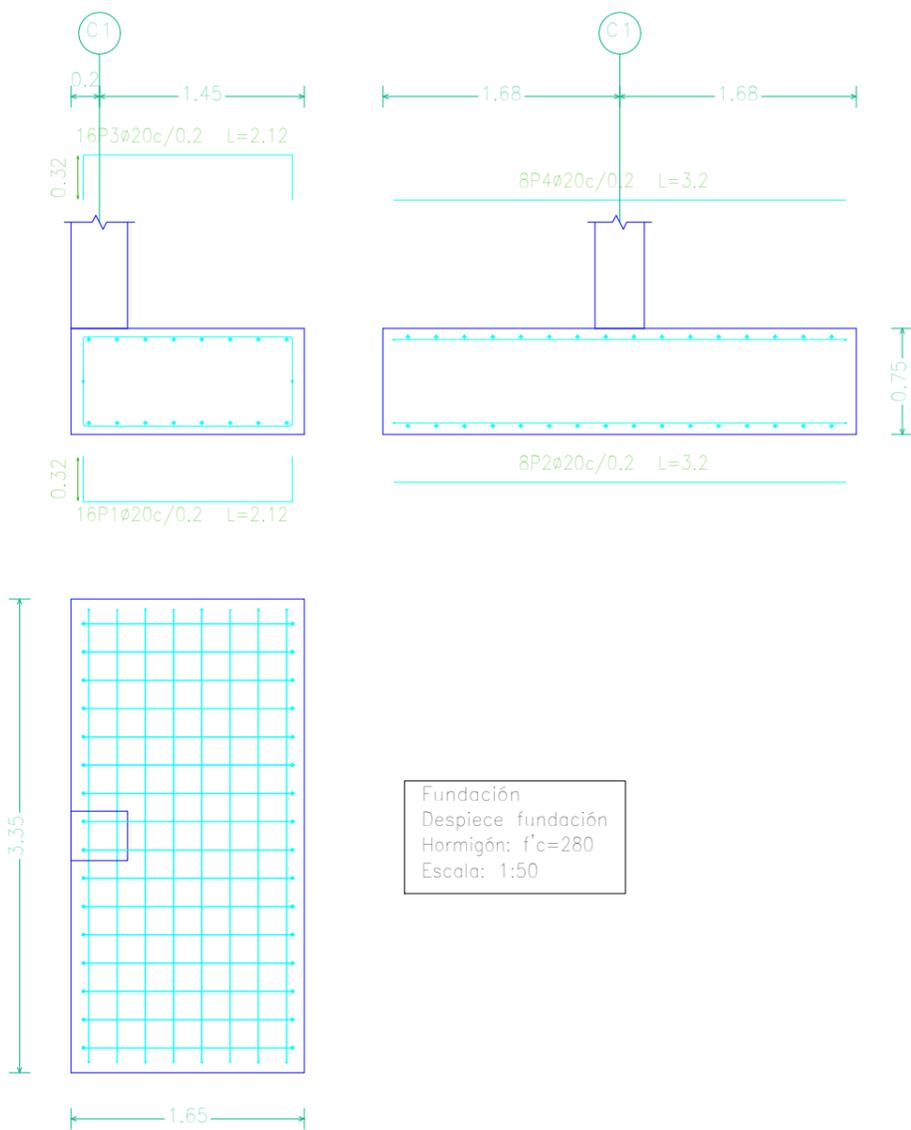
Pórtico 1



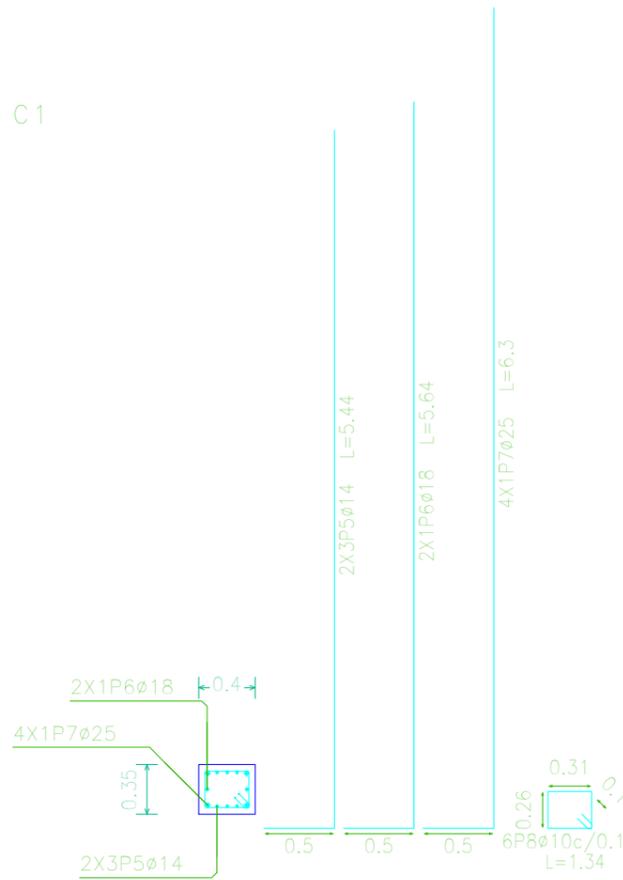
N+5.43  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO DE VIGA N+ 5.43 EJES (A,E)-2</b>		
<b>AUTORES:</b> _____ PABLO FIGUEROA                      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 4 de 36

C1



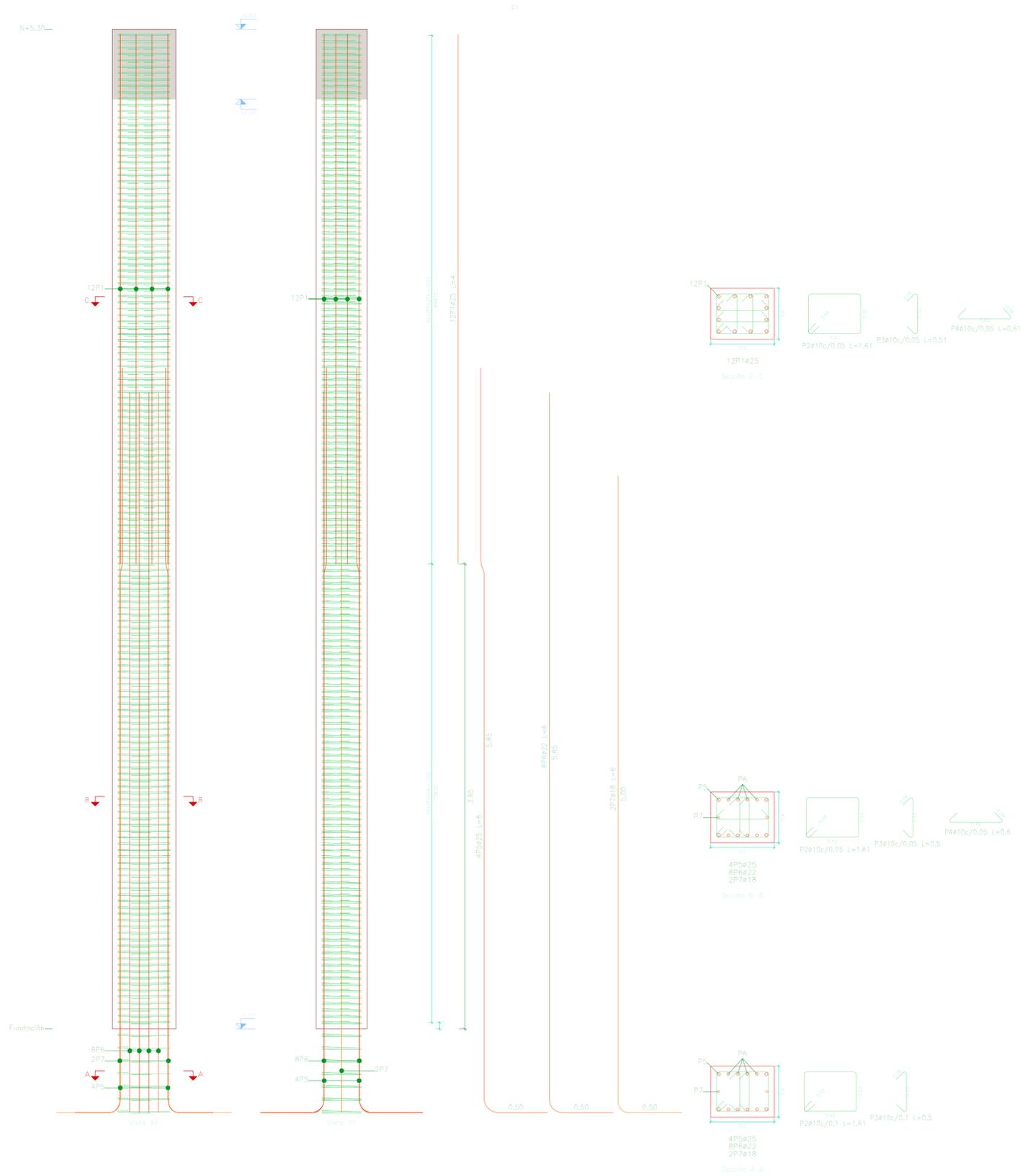
C1



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1	1	Ø20	16	2.12	33.92	83.7
	2	Ø20	8	3.2	25.6	63.1
	3	Ø20	16	2.12	33.92	83.7
	4	Ø20	8	3.2	25.6	63.1
	5	Ø14	6	5.44	32.64	39.4
	6	Ø18	2	5.64	11.28	22.5
	7	Ø25	4	6.3	25.2	97.1
	8	Ø10	6	1.34	8.04	5.0
Total+10%:						503.4
Ø10:						5.5
Ø14:						43.3
Ø18:						24.8
Ø20:						323.0
Ø25:						106.8
Total:						503.4

Resumen Acero Fundación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Despiece fundación			
Grado 60 Ø10	8.0	5	
Ø14	32.6	43	
Ø18	11.3	25	
Ø20	119.0	323	
Ø25	25.2	107	503

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE ZAPATA- EJES (A,E)-2</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 5 de 36	



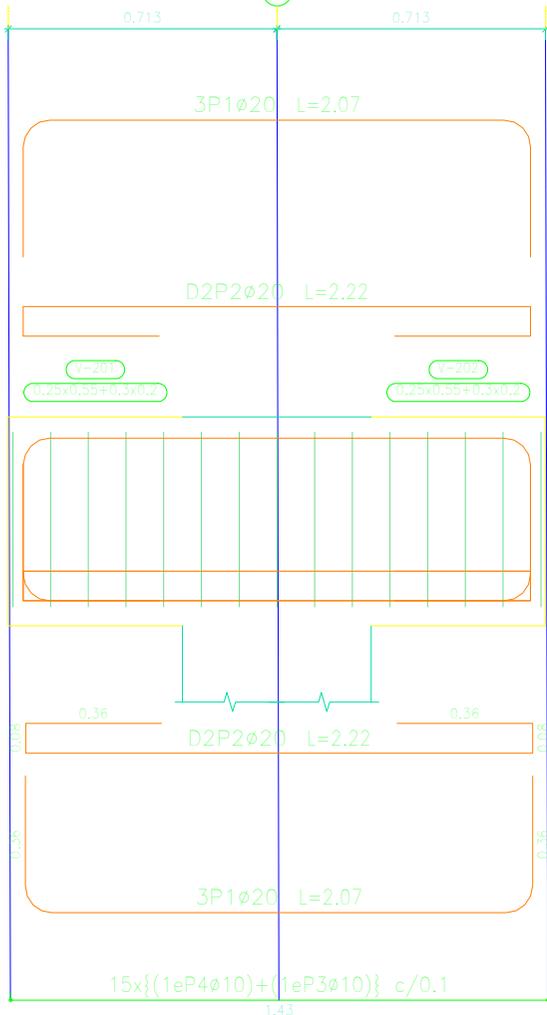
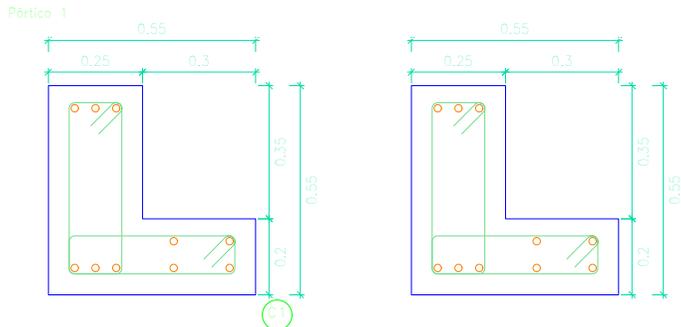
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado #0 (kg)
C1	1	Ø25	12	5.30	63.6	63.6	190.4
	2	Ø10	164	0.16	26.24	26.24	162.7
	3	Ø10	328	0.16	52.48	52.48	101.1
	4	Ø10	241	0.16	38.56	38.56	83.1
	5	Ø25	4	1.34	5.36	5.36	37.9
	6	Ø22	8	0.56	4.48	4.48	144.8
	7	Ø18	2	0.50	1.00	1.00	22.0
Subtotal							892.2
Ø10							392.2
Ø18							24.2
Ø22							161.5
Ø25							315.3
Total							892.2

Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø25	12	416	4992
2	Ø10	164	161	26404
3	Ø10	328	50	16400
4	Ø10	241	60	14460
5	Ø25	4	635	2540
6	Ø22	8	615	4920
7	Ø18	2	550	1100

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso 10% (kg)	Total
Grado #0 Ø10	572.6	388	
Ø18	11.0	24	
Ø22	49.2	161	
Ø25	75.3	319	892

Acero: Grado #0 (Latinoamérica) (587.4 kg)      Planta: N+0.00, N+5.30  
 Hormigón: FC=280 (1.57 m<sup>3</sup>)      tamaño máxima del agregado: 15 mm      Escala: 1:20  
 Encofrado: 14.13 m<sup>2</sup>      Recubrimiento geométrico: 4 cm

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA COLUMNA N+0.00, N+5.30 - EJES (A,E)-1</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 6 de 36	



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
Pórtico 1	1	Ø20	6		2.07	12.42	30.6	
	2	Ø20	4		2.22	8.88	21.9	
	3	Ø10	15		1.24	18.6	11.5	
	4	Ø10	15		1.34	20.1	12.4	
Total+10%:							84.0	
Ø10:							26.2	
Ø20:							57.8	
Total:							84.0	

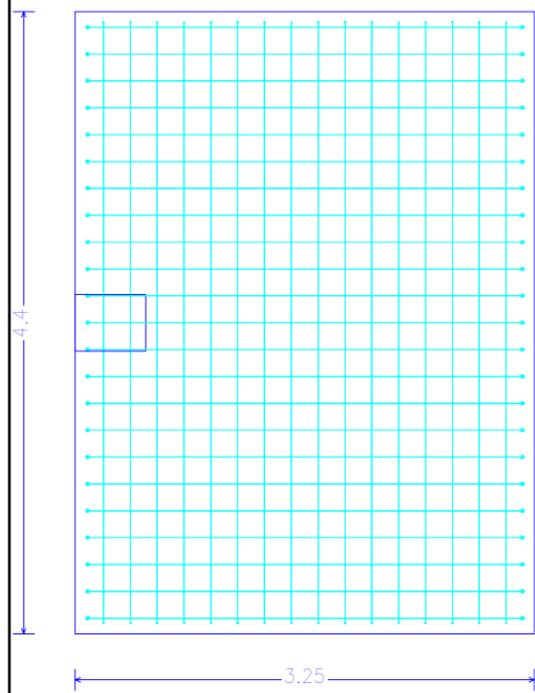
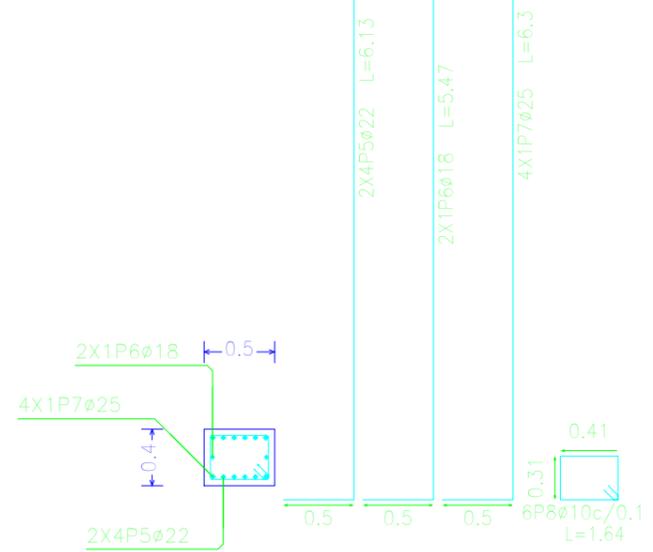
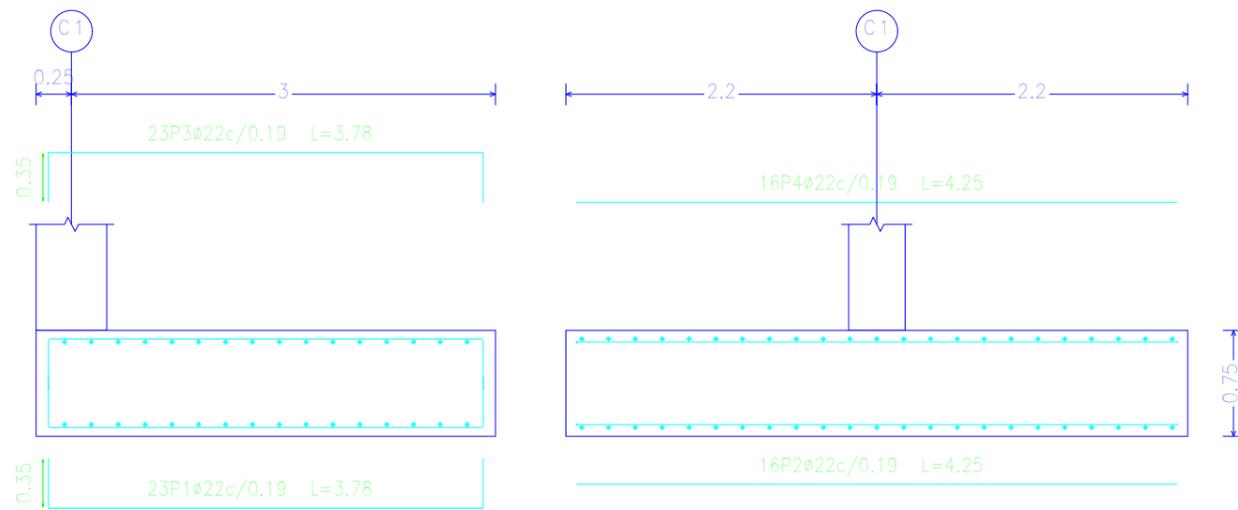
N+5.30  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

Resumen Acero Plano de pórticos	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	38.7	26	
Ø20	21.3	58	84

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE VIGA N+ 5.30 - EJES (A,E)-1</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 7 de 36

C1

C1

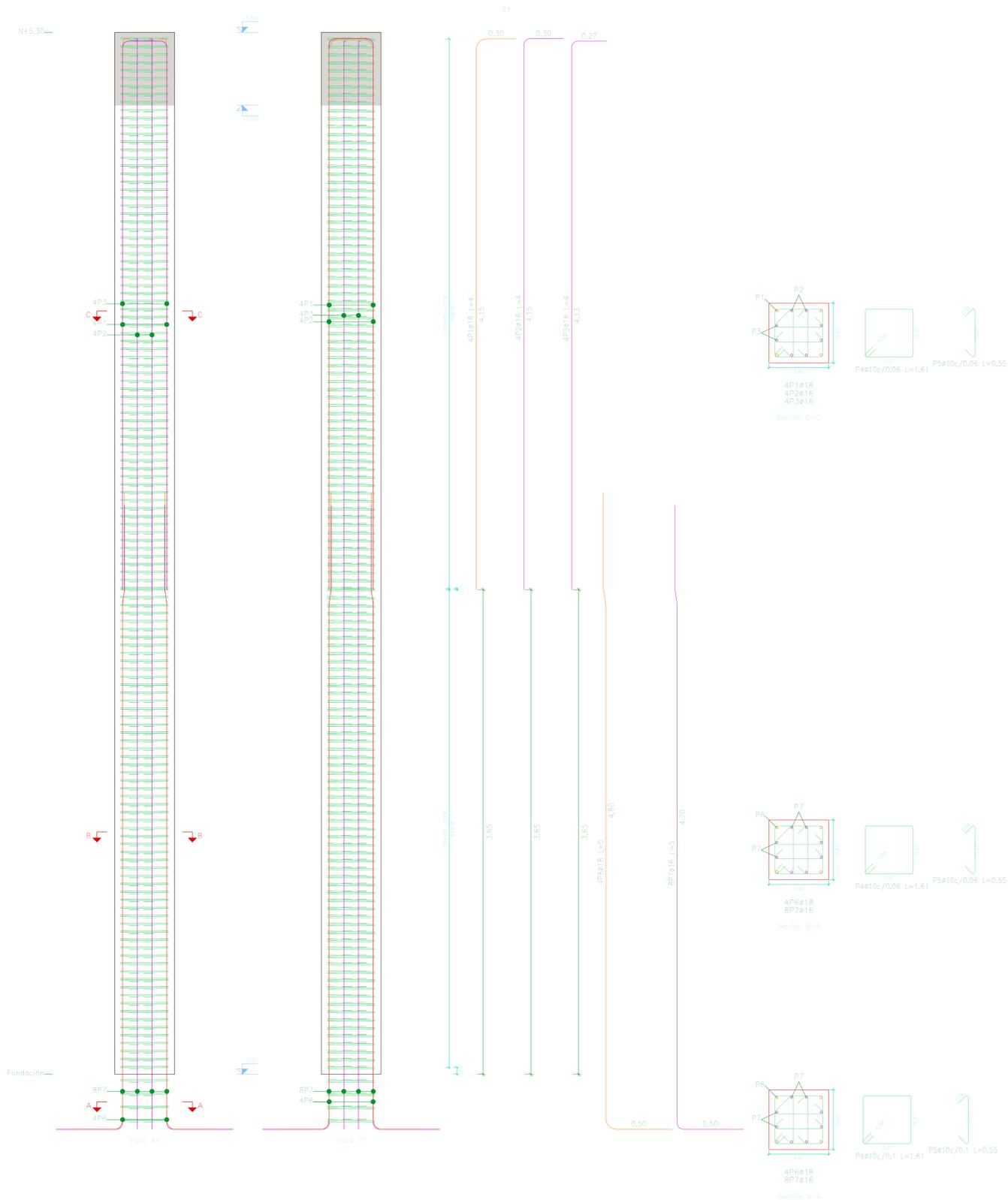


Fundación  
 Despiece fundación  
 Hormigón: f'c=280  
 Escala: 1:50

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1	1	ø22	23	3.78	86.94	259.4
	2	ø22	16	4.25	68	202.9
	3	ø22	23	3.78	86.94	259.4
	4	ø22	16	4.25	68	202.9
	5	ø22	8	6.13	49.04	146.3
	6	ø18	2	5.47	10.94	21.9
	7	ø25	4	6.3	25.2	97.1
	8	ø10	6	1.64	9.84	6.1
Total+10%:					1315.6	
					ø10:	6.7
					ø18:	24.1
					ø22:	1178.0
					ø25:	106.8
					Total:	1315.6

Resumen Acero Fundación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Despiece fundación			
Grado 60 ø10	9.8	7	
ø18	10.9	24	
ø22	358.9	1178	
ø25	25.2	107	1316

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE ZAPATA- EJES (A,E)-1</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b>	
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 8 de 36	



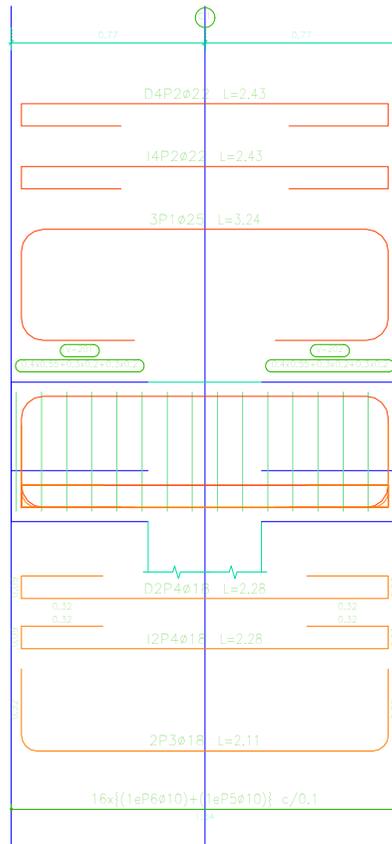
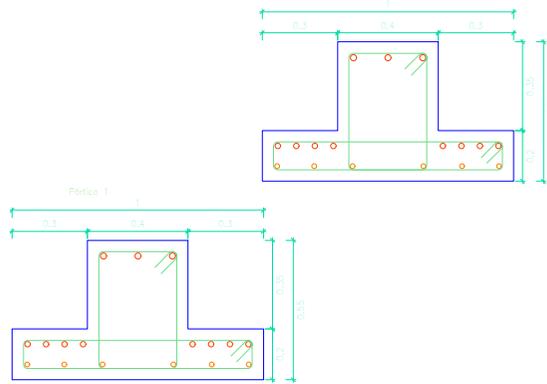
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado R0 (kg)
E1	1	ø18	4	4.15	4.45	17.8	35.8
	2	ø16	4	4.15	4.45	17.8	36.1
	3	ø18	4	4.13	4.4	17.6	37.8
	4	ø10	135	1.61	217.35	133.9	
	5	ø10	540	0.55	297.00	183.5	
	6	ø18	4	3.65	4.13	17.0	42.4
	7	ø18	8	3.65	4.80	41.6	65.7
Total+10%							588.2
ø10							588.2
ø16							133.4
ø18							25.8
Total							747.4

Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø18	4	445	1780
2	ø16	4	445	1780
3	ø18	4	440	1760
4	ø10	135	161	21735
5	ø10	540	55	29700
6	ø18	4	530	2120
7	ø16	8	520	4160

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado R0 ø10	514.4	349	
ø16	77.0	134	
ø18	39.0	86	569

Acero: Grado R0 (Latinoamérica) (438.9 kg)	Planta: N+0.00, N+5.30
Hormigón: Fca=280 (1.59 m <sup>3</sup> )   Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala: 1:20
Encofrado: 14.13 m <sup>2</sup>   Recubrimiento geométrico: 4 cm	

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA COLUMNA N+0.00, N+5.30 - EJE C1</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 9 de 36	



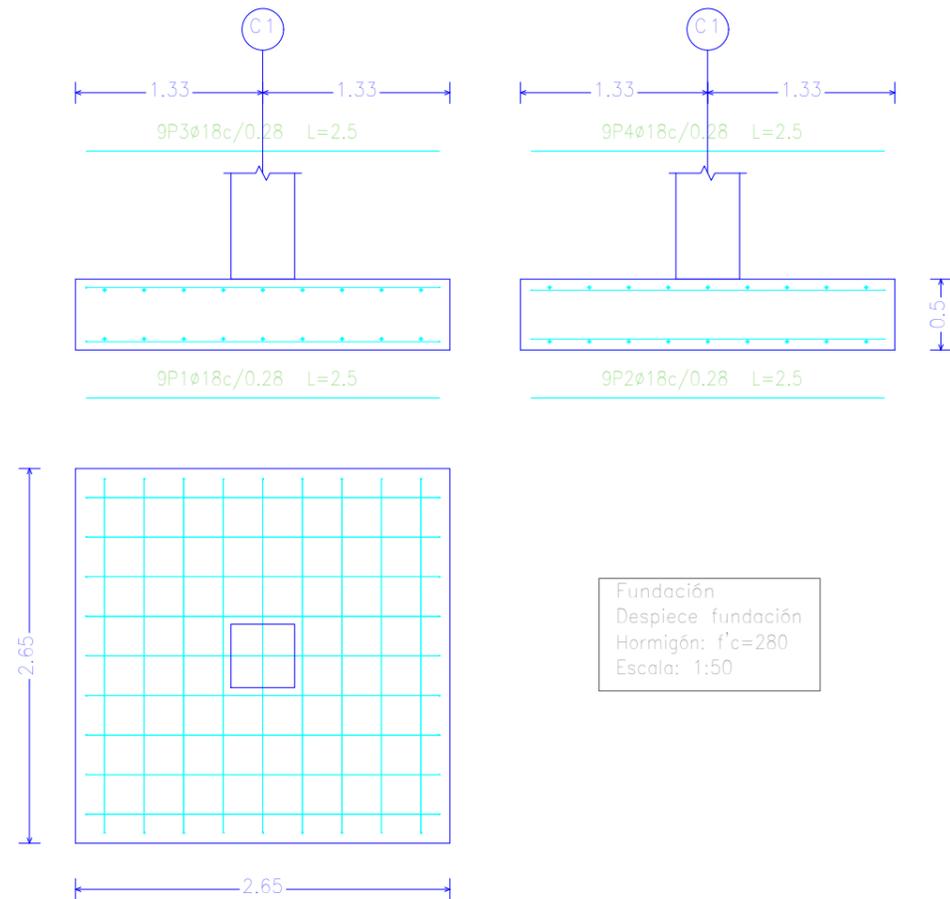
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
Pórtico 1	1	φ25	3		3.24	9.72	37.5	
	2	φ22	8		2.43	19.44	58.0	
	3	φ18	2		2.11	4.22	8.4	
	4	φ18	4		2.28	9.12	18.2	
	5	φ10	16		2.2	35.2	21.7	
	6	φ10	16		1.7	27.2	16.8	
Total+10%							176.7	
							φ10:	42.4
							φ18:	29.2
							φ22:	63.8
							φ25:	41.3
							Total:	176.7

Resumen Acero	Plano de pórticos	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60	φ10	62.4	42	
	φ18	13.3	29	
	φ22	19.4	64	
	φ25	9.7	41	176

N+5.30  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:30  
 Escala secciones 1:30  
 Escala huecos 1:30

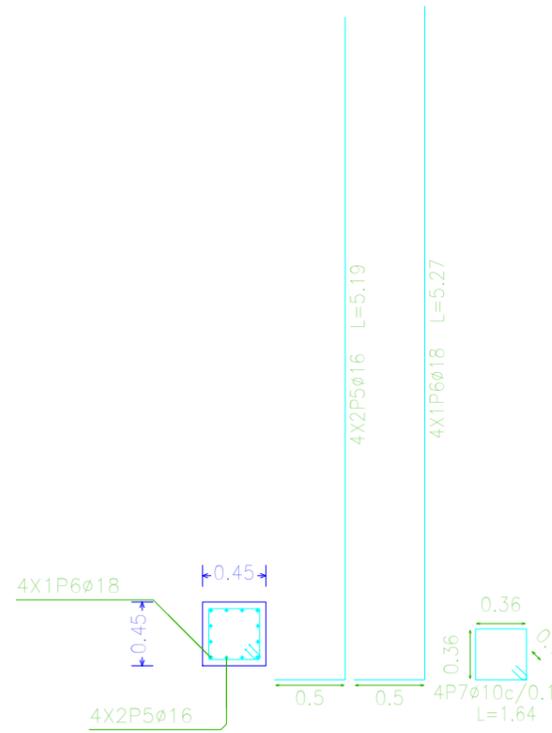
 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE VIGA N+ 5.30 EJE C-1</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:30	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 10 de 36

C1



Fundación  
 Despiece fundación  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Escala: 1:50

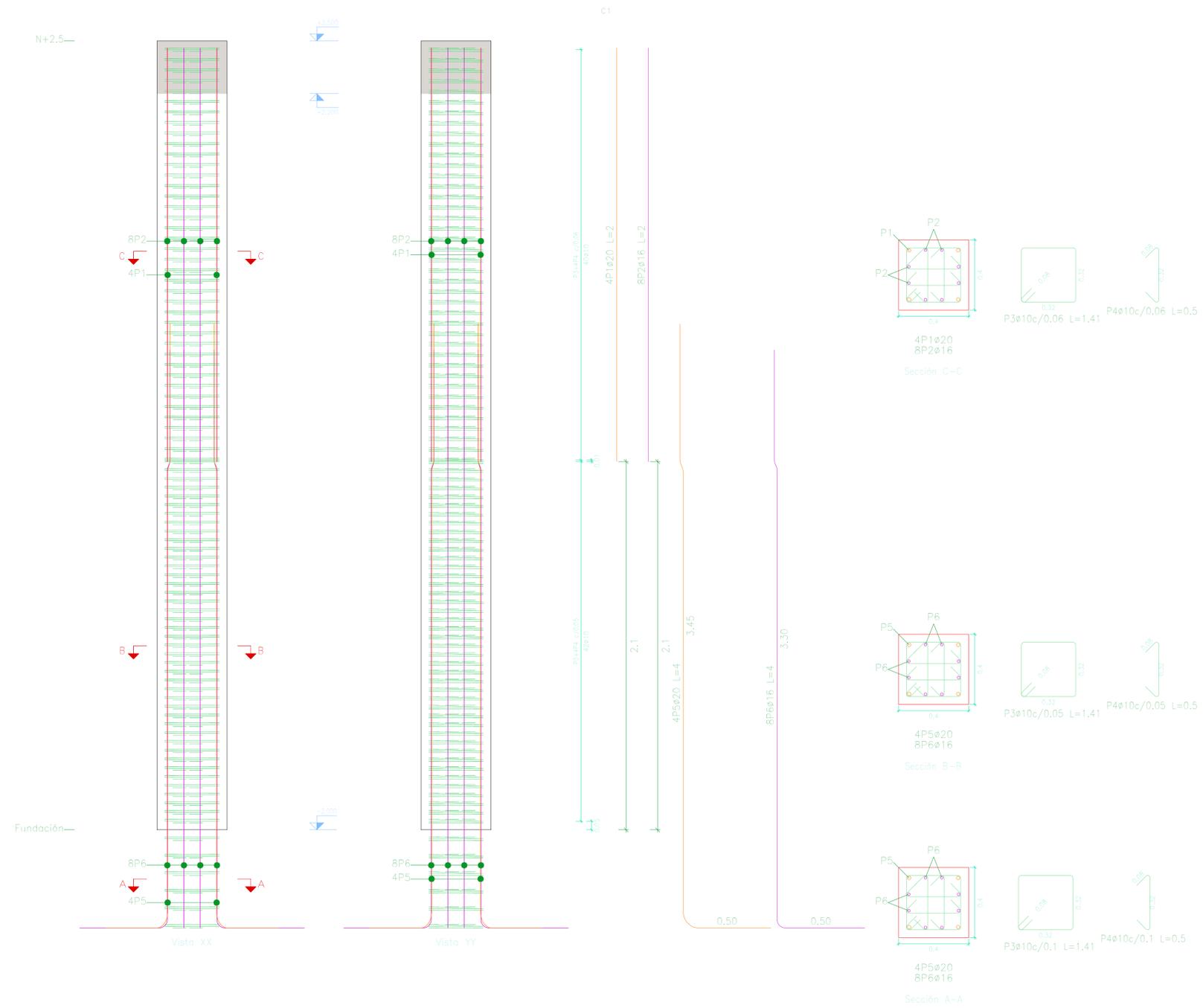
C1



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
C1	1	ø18	9	2.5	22.5	45.0	
	2	ø18	9	2.5	22.5	45.0	
	3	ø18	9	2.5	22.5	45.0	
	4	ø18	9	2.5	22.5	45.0	
	5	ø16	8	5.19	41.52	65.5	
	6	ø18	4	5.27	21.08	42.1	
	7	ø10	4	1.64	6.56	4.0	
Total+10%:						320.8	
						ø10:	4.4
						ø16:	72.1
						ø18:	244.3
						Total:	320.8

Resumen Acero Fundación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Despiece fundación			
Grado 60 ø10	6.6	4	
ø16	41.5	72	
ø18	111.1	244	320

<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE ZAPATA- EJE C1</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b>
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 11 de 36



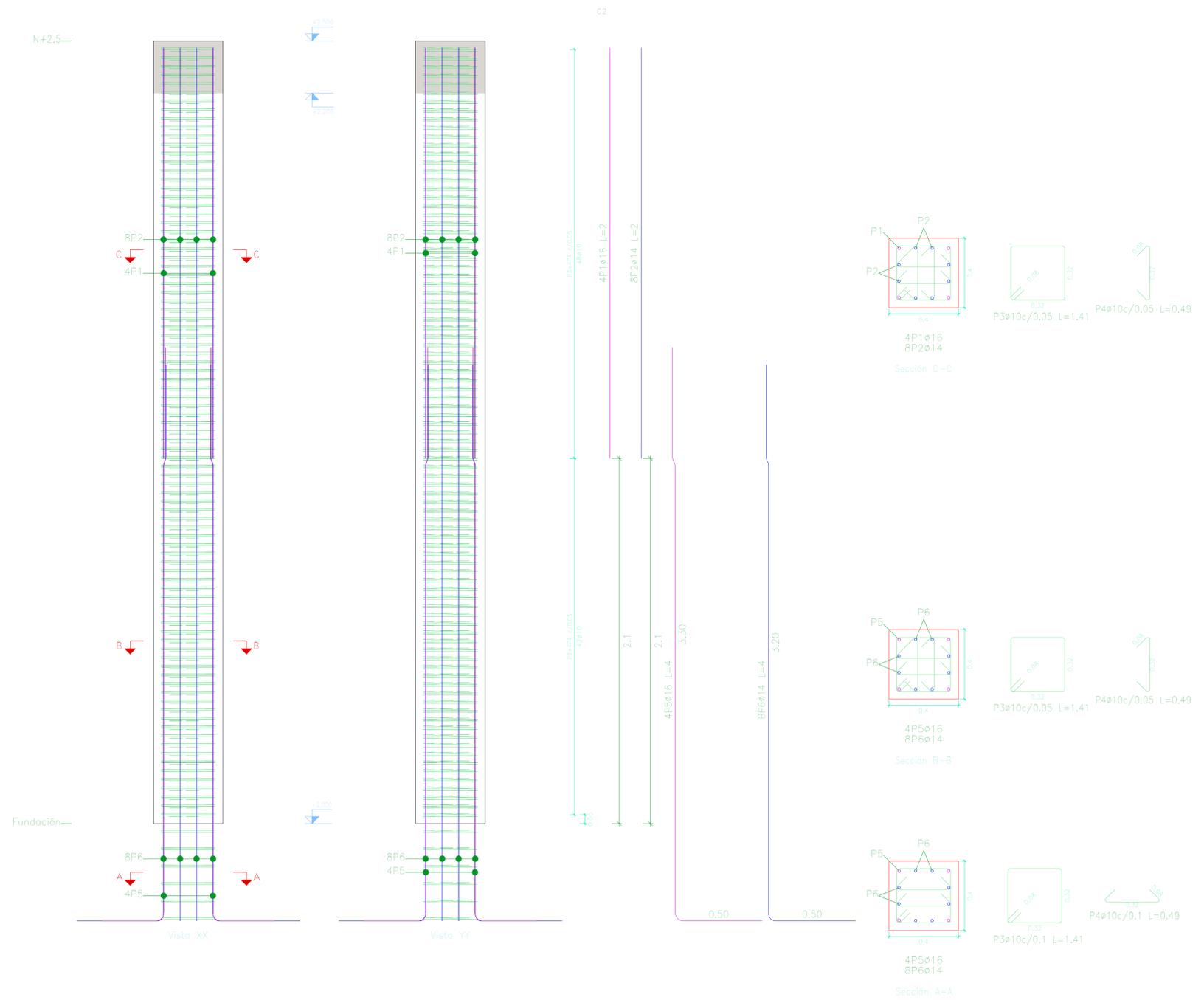
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1	1	ø20	4	2.36	2.36	9.44	23.3
	2	ø16	8	2.36	2.36	18.88	29.8
	3	ø10	88	0.05	1.41	124.08	76.5
	4	ø10	352	0.5	0.5	176	108.5
	5	ø20	4	2.81	3.95	15.8	39.0
	6	ø16	8	2.62	3.8	30.4	46.0
Total + 10%							357.6
							ø10: 203.5
							ø16: 85.6
							ø20: 68.5
							Total: 357.6

Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø20	4	236	944
2	ø16	8	236	1888
3	ø10	88	141	12408
4	ø10	352	50	17600
5	ø20	4	395	1580
6	ø16	8	380	3040

Planta: N+0.00  
 Hormigón: f'c=280  
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (247.9 kg)	Planta: N+0.00, N+2.5
Hormigón: f'c=280 (0.72 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 7.20 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm
Escala 1:15	

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA COLUMNA N+0.00, N+2.5 - EJES (B,D)-5</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:15	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 12 de 36	



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C2	1	$\phi$ 16	4	2.36	2.36	9.44	14.9
	2	$\phi$ 14	8	2.36	2.36	18.88	22.8
	3	$\phi$ 10	96	0.58	1.41	135.36	83.4
	4	$\phi$ 10	372	0.32	0.49	182.28	112.3
	5	$\phi$ 16	4	2.63	3.8	15.2	24.0
	6	$\phi$ 14	8	2.63	3.7	29.6	35.8
Total=100%						322.5	
						$\phi$ 10:	215.2
						$\phi$ 14:	64.5
						$\phi$ 16:	42.8
						Total:	322.5

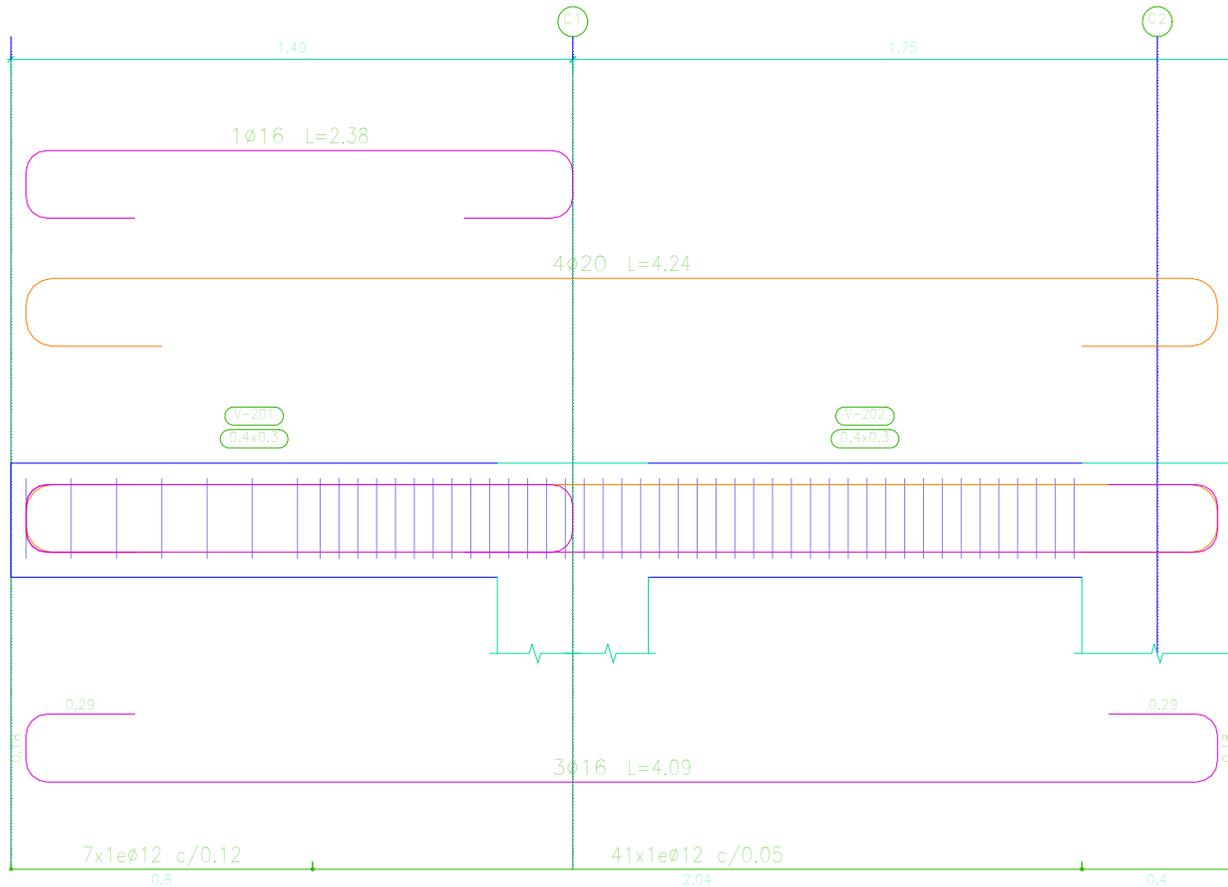
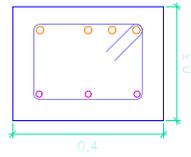
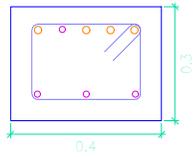
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	$\phi$ 16	4	236	944
2	$\phi$ 14	8	236	1888
3	$\phi$ 10	96	141	13536
4	$\phi$ 10	372	49	18228
5	$\phi$ 16	4	380	1520
6	$\phi$ 14	8	370	2960

Planta: N+0.00  
 Hormigón: f'c=280  
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (247.1 kg)	Planta: N+0.00, N+2.5
Hormigón: f'c=280 (0.72 m <sup>3</sup> )	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 7.20 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrica: 4 cm
	Escala 1:15

<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA COLUMNA N+0.00, N+2.5 - EJES (A,E)-5</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b>	
<b>ESCALA:</b> 1:15	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 13 de 36	

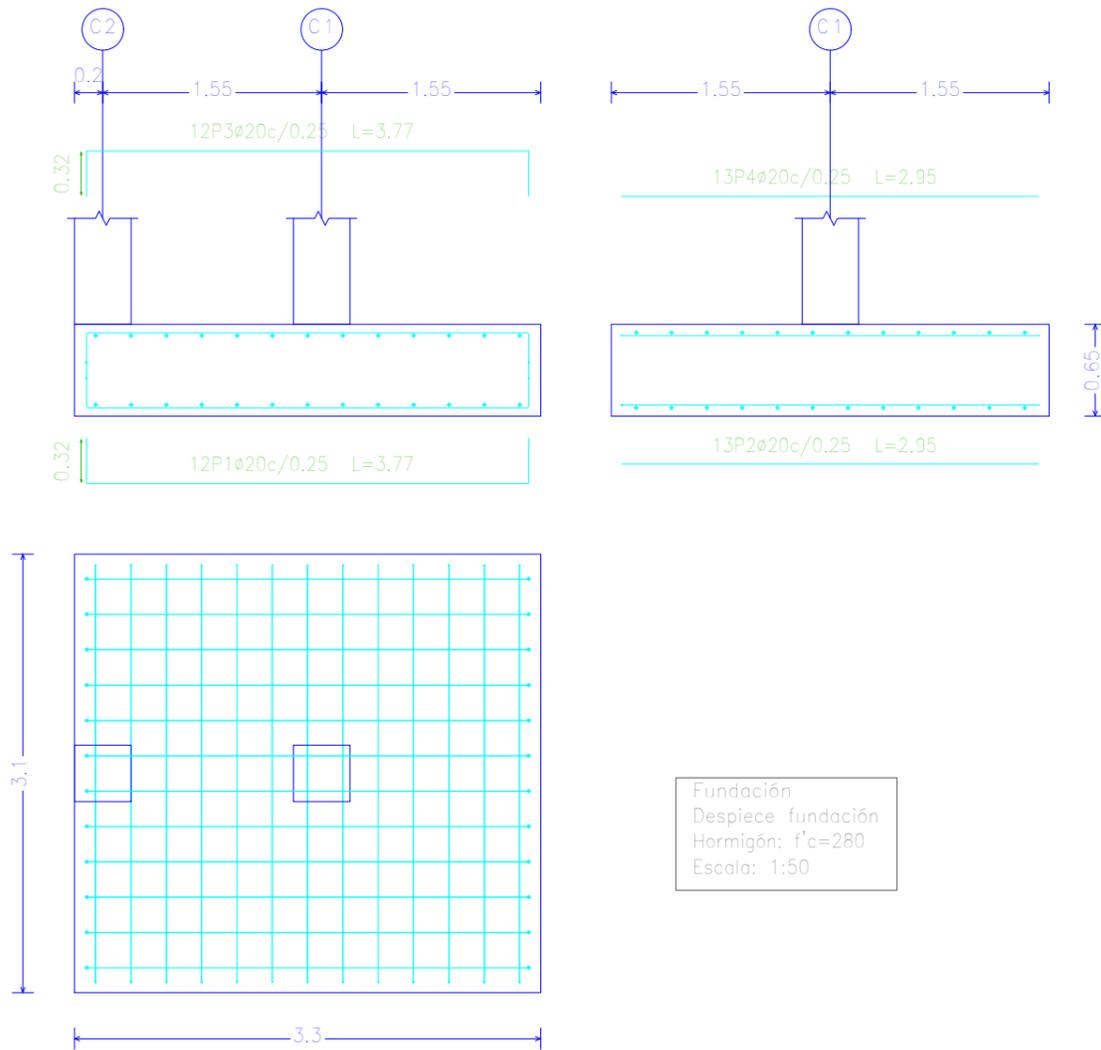
Pórtico 1



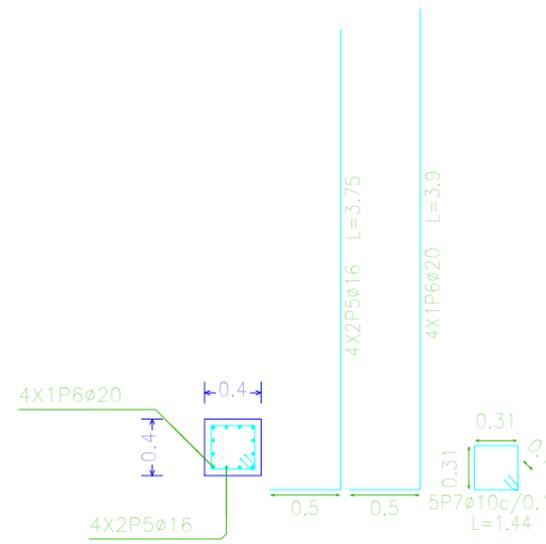
N+2.5  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO DE VIGA N+ 2.5 EJES - (A-B,D-E)-5</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 14 de 36

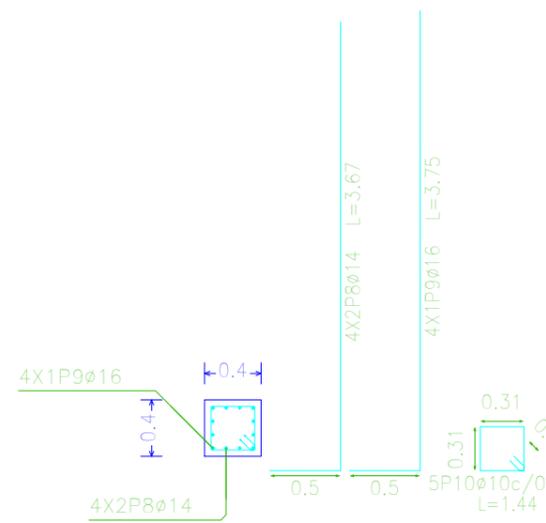
(C1-C2)



C1



C2



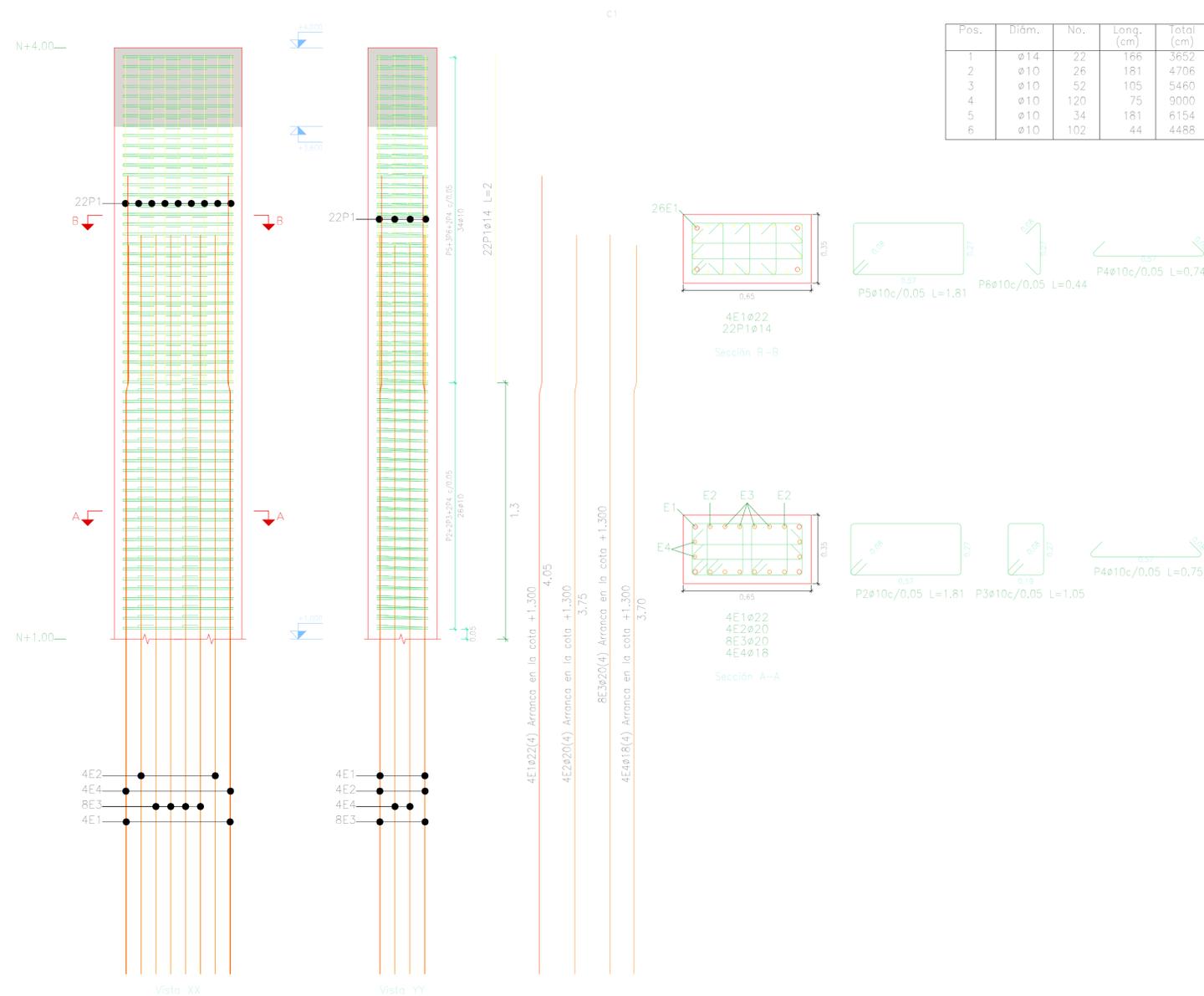
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
(C1-C2)	1	ø20	12	3.77	45.24	111.6	
	2	ø20	13	2.95	38.35	94.6	
	3	ø20	12	3.77	45.24	111.6	
	4	ø20	13	2.95	38.35	94.6	
	5	ø16	8	3.75	30	47.4	
	6	ø20	4	3.9	15.6	38.5	
	7	ø10	5	1.44	7.2	4.4	
	8	ø14	8	3.67	29.36	35.5	
	9	ø16	4	3.75	15	23.7	
	10	ø10	5	1.44	7.2	4.4	
Total+10%:						622.9	
						ø10:	9.7
						ø14:	39.0
						ø16:	78.2
						ø20:	496.0
						Total:	622.9

Resumen Acero Fundación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60	ø10	14.4	10
	ø14	29.4	39
	ø16	45.0	78
	ø20	182.8	496
			623

	<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE ZAPATA-EJES- (A-B,D-E)-5</b>				
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b>		
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 15 de 36		





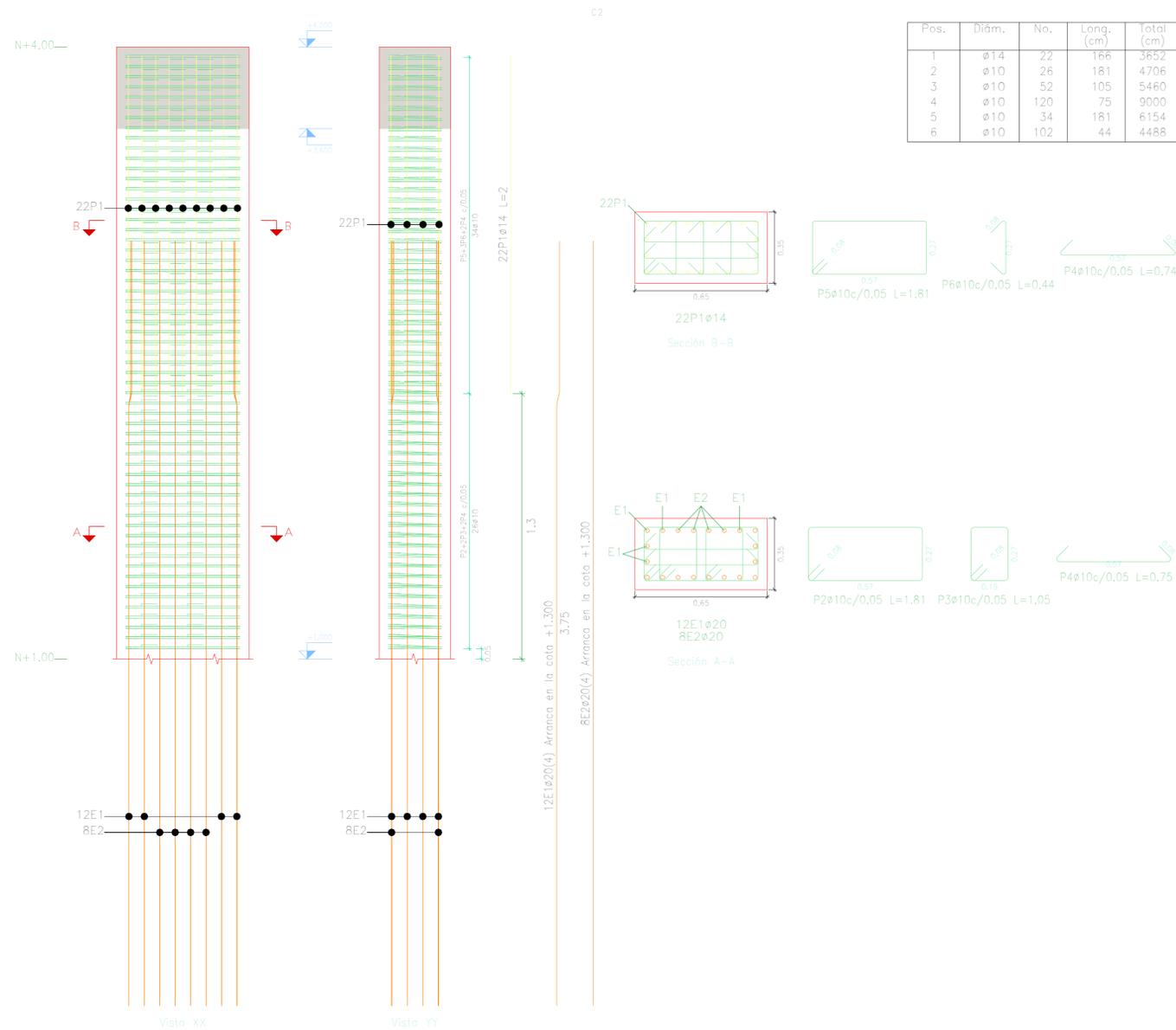


Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø14	22	166	3652
2	ø10	26	181	4706
3	ø10	52	105	5460
4	ø10	120	75	9000
5	ø10	34	181	6154
6	ø10	102	44	4488

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1	1	ø14	22	1.66	1.66	36.52	44.1
	2	ø10	26	0.37	1.81	47.06	29.0
	3	ø10	52	0.37	1.05	54.6	33.6
	4	ø10	120	0.08	0.75	90	55.5
	5	ø10	34	0.37	1.81	61.54	37.0
	6	ø10	102	0.08	0.44	44.88	27.7
Total=100:							250.6
ø10:							202.1
ø14:							45.5
Total:							250.6

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (250.6 kg)	Planta: N+4.00
Hormigón: f'c=280 (0.68 m3)   Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala 1:15
Encofrado: 6.00 m2	Recubrimiento geométrico: 4 cm

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLES DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE COLUMNAS DESDE N+1.00 A N+4.00; EJES: (A,D)-3.</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b>	
<b>ESCALA:</b> 1:15	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 18 de 36	



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø14	22	166	3652
2	Ø10	26	181	4706
3	Ø10	52	105	5460
4	Ø10	120	75	9000
5	Ø10	34	181	6154
6	Ø10	102	44	4488

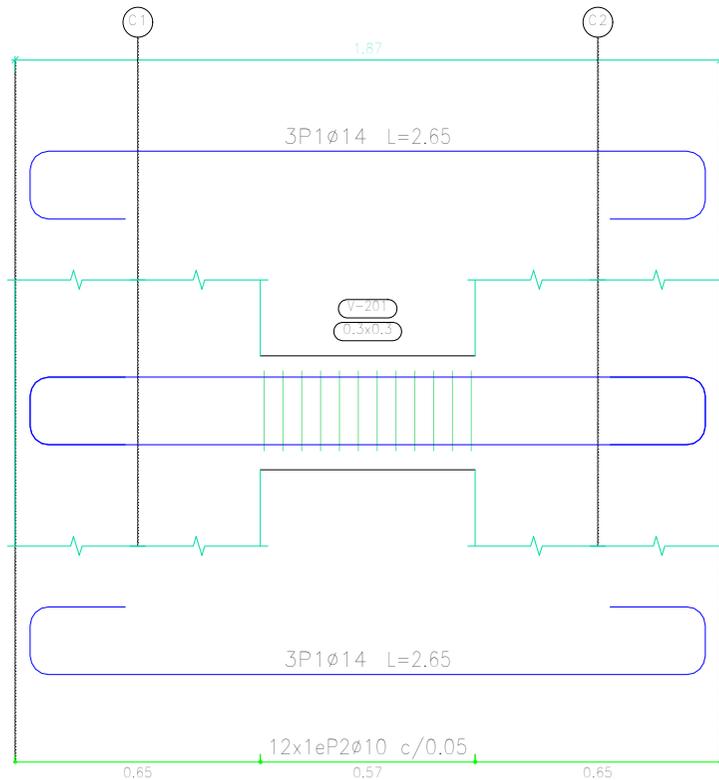
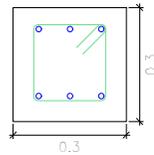
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C2	1	Ø14	22	1.66	1.66	36.52	44.1
	2	Ø10	26	1.81	1.81	47.06	23.0
	3	Ø10	52	1.05	1.05	54.6	33.6
	4	Ø10	120	0.75	0.75	90	55.5
	5	Ø10	34	1.81	1.81	61.54	37.9
	6	Ø10	102	0.44	0.44	44.88	27.7
Total+10%							250.6
Ø10:							202.1
Ø14:							48.5
Total:							250.6

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	506.2	404	
Ø14	73.0	97	501

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (250,6 kg)	Planta: N+4.00
Hormigón: f'c=280 (0,68 m3)	Tamaño máximo del agregado: 15 mm
Encofrado: 6,00 m2	Recubrimiento geométrica: 4 cm

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLES DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE COLUMNAS DESDE N+1.00 A N+4.00; EJES: (A,D)-4.</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:15	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 19 de 36	

Pórtico 1



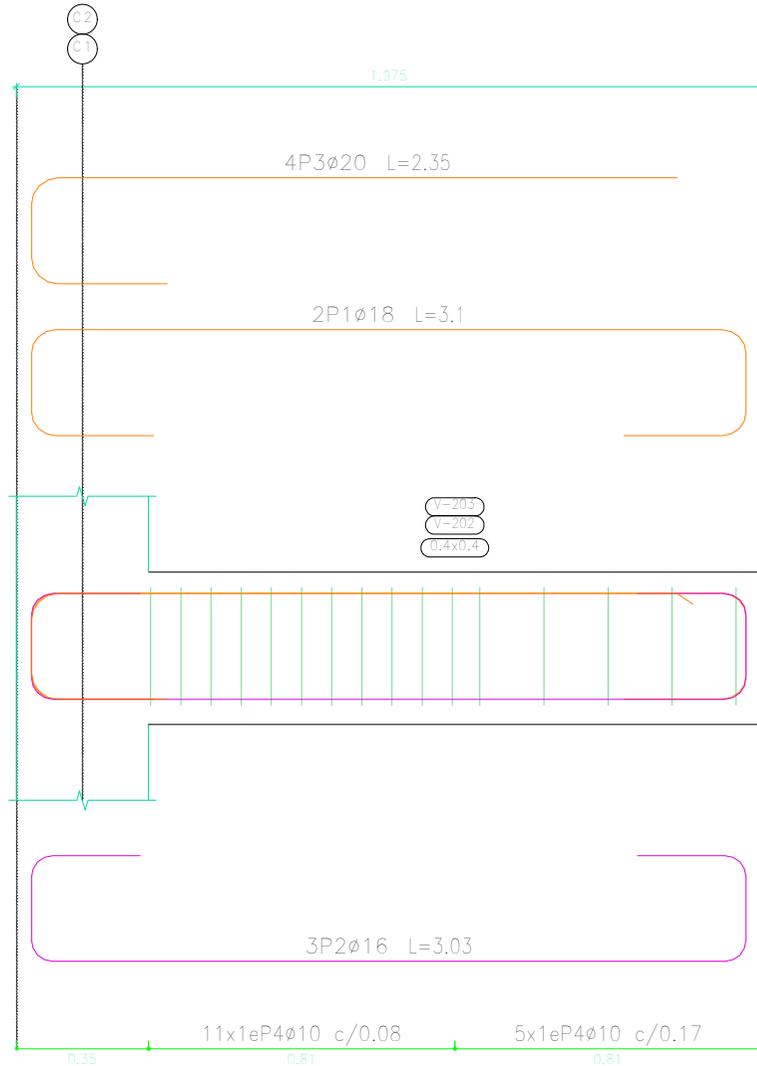
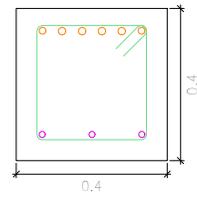
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
Pórtico 1	1	Ø14	6		2.65	15.9	19.2	
	2	Ø10	12		0.94	11.28	7.0	
Total+10%:							28.8	
Ø10:							7.7	
Ø14:							21.1	
Total:							28.8	

N+1.00  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

Resumen Acero	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Plano de pórticos			
Grado 60 Ø10	54.2	37	
Ø14	15.9	21	
Ø16	18.2	32	
Ø18	12.4	27	
Ø20	18.8	51	

		<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
PROYECTO:				<b>DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
CONTIENE:				<b>DETALLE DE ARMADO DE VIGA Y CANTIDADES DE OBRA, PÓRTICO 1- N+1.00; EJES: (A,D)-3,4</b>	
AUTORES:			REVISIÓN:		
PABLO FIGUEROA		MAURICIO TITO			
ESCALA:	1:20	FECHA:	AGOSTO/2018	LÁMINA:	20 de 36

Pórtico 2  
Pórtico 3

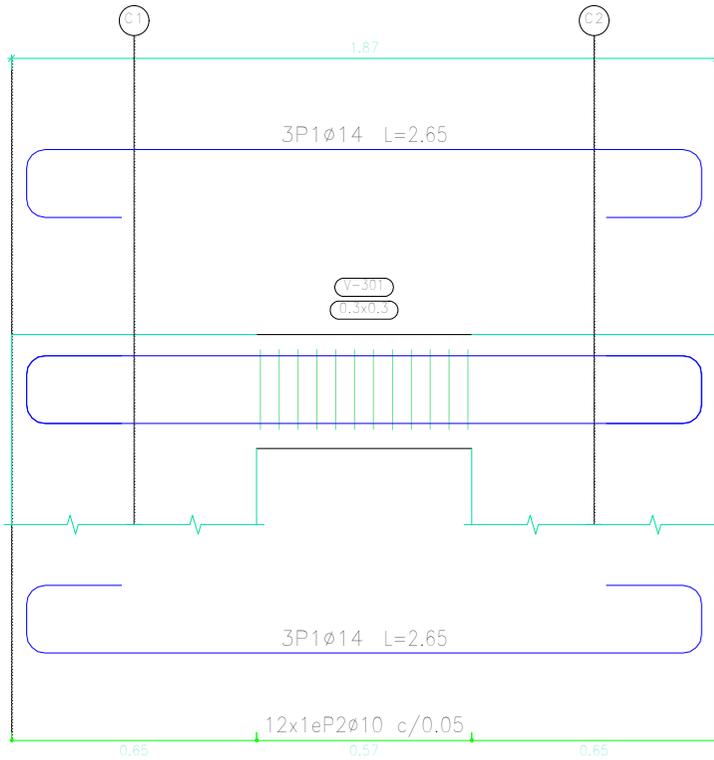
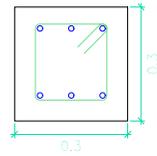


Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
Pórtico 2=Pórtico 3	1	Ø18	2		3.1	6.2	12.4	
	2	Ø16	3		3.03	9.09	14.3	
	3	Ø20	4		2.35	9.4	23.2	
	4	Ø10	16		1.34	21.44	13.2	
Total+10%: (x2):							69.4 138.8	
						Ø10:	29.0	
						Ø16:	31.6	
						Ø18:	27.2	
						Ø20:	51.0	
						Total:	138.8	

N+1.00  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

	<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS Y CANTIDADES DE OBRA PARA PÓRTICOS 2 Y 3 - N+1.00; EJES: A,D-(3,4)</b>				
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____		
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 21 de 36		

Pórtico 1

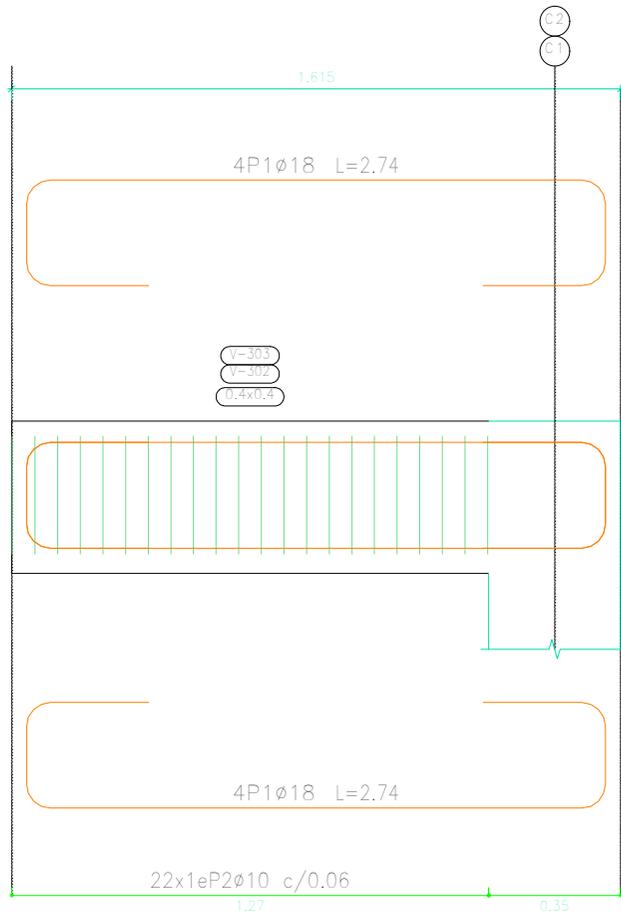
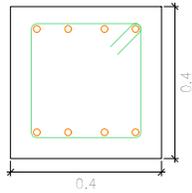


Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
Pórtico 1	1	ø14	6		2.65	15.9	19.2
	2	ø10	12		0.94	11.28	7.0
	Total+10%:						28.8
						ø10:	7.7
						ø14:	21.1
						Total:	28.8

N+4.00  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO:</b> DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS			
<b>CONTIENE:</b> DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE VIGA DE PÓRTICO 1 N+4.00 EJES: (A,D)-3,4			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 22 de 36	

Pórtico 2  
Pórtico 3



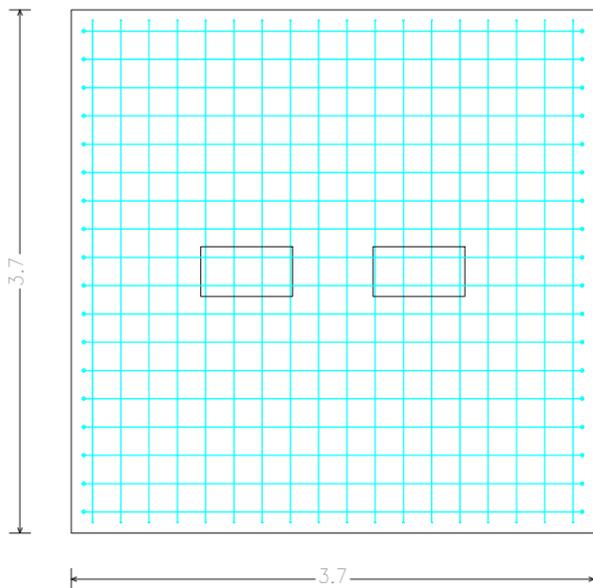
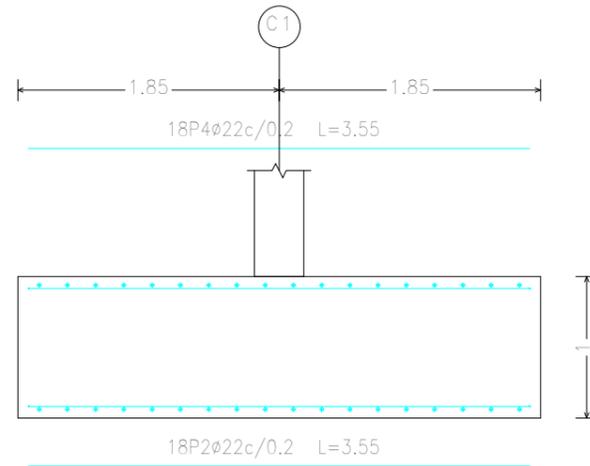
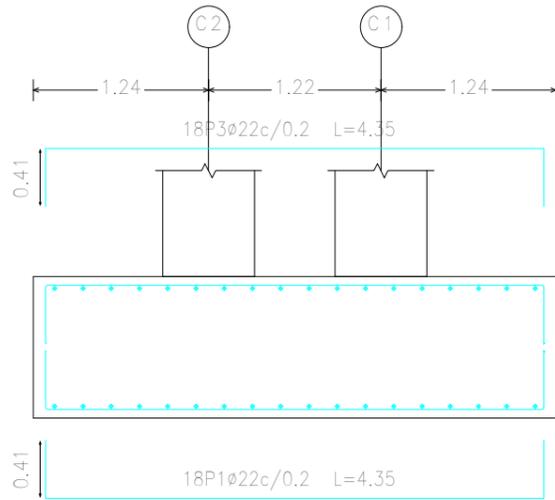
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)	
Pórtico 2=Pórtico 3	1	Ø18	8		2.74	21.92	43.8	
	2	Ø10	22		1.34	29.48	18.2	
Total+10% (x2):							68.2	136.4
Ø10:							40.0	
Ø18:							96.4	
Total:							136.4	

Resumen Acero Plano de pórticos	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	70.2	48	
Ø14	15.9	21	
Ø18	43.8	96	165

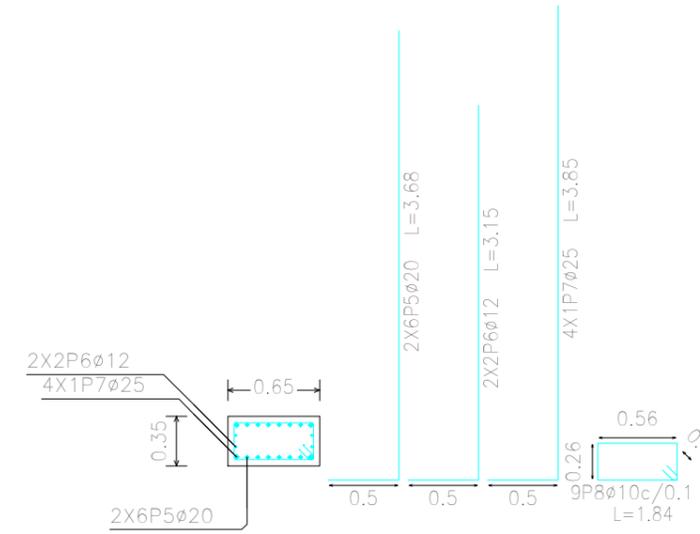
N+4.00  
 Despiece de vigas  
 Hormigón: f'c=280  
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

		<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
PROYECTO: <b>DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
CONTIENE: <b>DETALLE DE ARMADO DE VIGAS Y CANTIDADES DE OBRA PARA PÓRTICOS 2 Y 3, N+4.00; EJES: (A,D)-3,4</b>			
AUTORES:		REVISIÓN:	
PABLO FIGUEROA		MAURICIO TITO	
ESCALA: 1:20	FECHA: AGOSTO/2018	LÁMINA: 23 de 36	

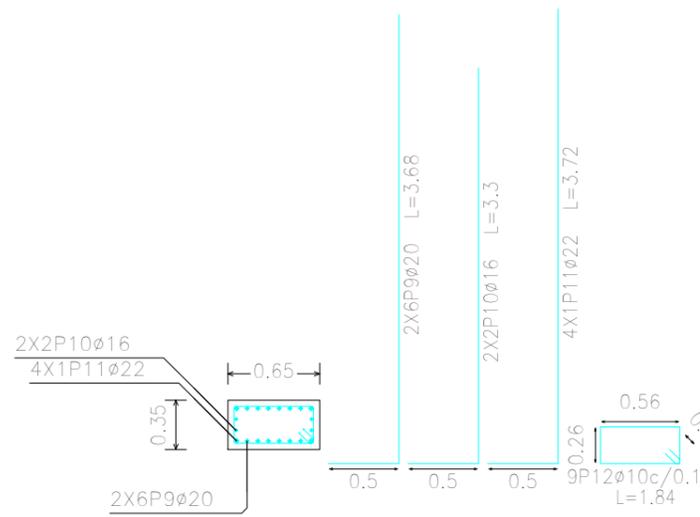
(C1-C2)



C1



C2



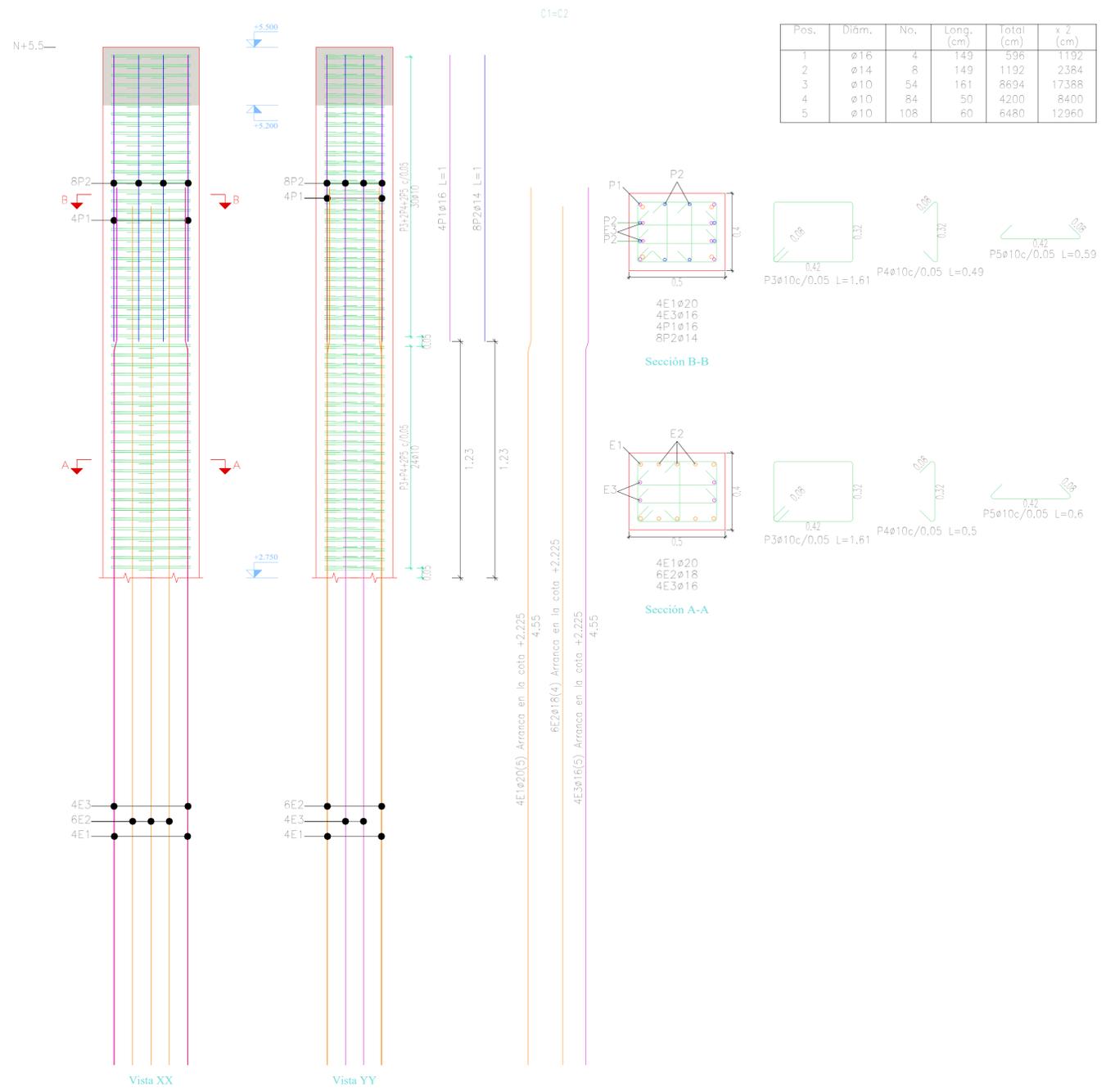
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
(C1-C2)	1	ø22	18	4.35	78.3	233.6
	2	ø22	18	3.55	63.9	190.7
	3	ø22	18	4.35	78.3	233.6
	4	ø22	18	3.55	63.9	190.7
	5	ø20	12	3.68	44.16	108.9
	6	ø12	4	3.15	12.6	11.2
	7	ø25	4	3.85	15.4	59.3
	8	ø10	9	1.84	16.56	10.2
	9	ø20	12	3.68	44.16	108.9
	10	ø16	4	3.3	13.2	20.8
	11	ø22	4	3.72	14.88	44.4
	12	ø10	9	1.84	16.56	10.2
Total+10%:						1344.8
ø10:						22.5
ø12:						12.3
ø16:						22.9
ø20:						239.6
ø22:						982.3
ø25:						65.2
Total:						1344.8

Resumen Acero Fundación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Despiece fundación			
Grado 60 ø10	33.1	22	
ø12	12.6	12	
ø16	13.2	23	
ø20	88.3	240	
ø22	299.3	982	
ø25	15.4	65	1344

Fundación  
Despiece fundación  
Hormigón: f'c=280  
Escala: 1:50

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE ZAPATA- EJES (A,D)-3.4</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> 	
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 24 de 36	





Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 2 (cm)
1	φ16	4	149	596	1192
2	φ14	8	149	1192	2384
3	φ10	54	161	8694	17388
4	φ10	84	50	4200	8400
5	φ10	108	60	6480	12960

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1-C2	1	φ16	4	1.49	1.49	5.96	9.4
	2	φ14	8	1.49	1.49	11.92	14.4
	3	φ10	54	0.161	1.61	86.94	53.6
	4	φ10	84	0.05	0.5	42	25.9
	5	φ10	108	0.06	0.6	64.8	39.9
Total:						125.6	157.2
Total:						125.6	315.0

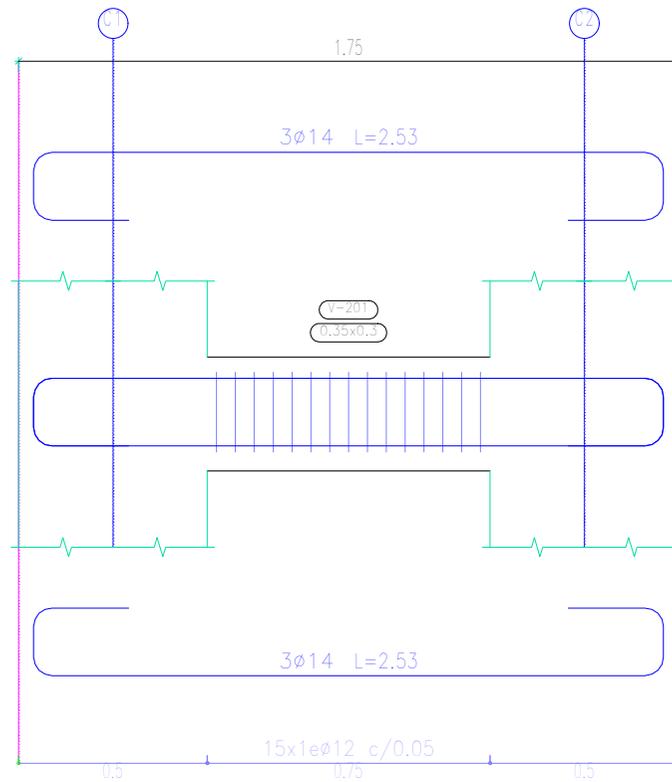
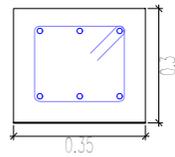
Planta: N+5.5  
 Hormigón: f'c=280  
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 φ10	387.5	263	
φ14	23.8	32	
φ16	11.9	21	316

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (315.0 kg)	Planta: N+5.5
Hormigón: f'c=280 (1.10 m <sup>3</sup> ) Tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala 1:15
Encofrado: 4.95 m <sup>2</sup>	Recubrimiento geométrico: 4 cm

<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
<b>CONTIENE: DETALLES DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE COLUMNAS DESDE N+2.75 A N+5.5; EJES: (A,D)-1,1'</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:15	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 26 de 36

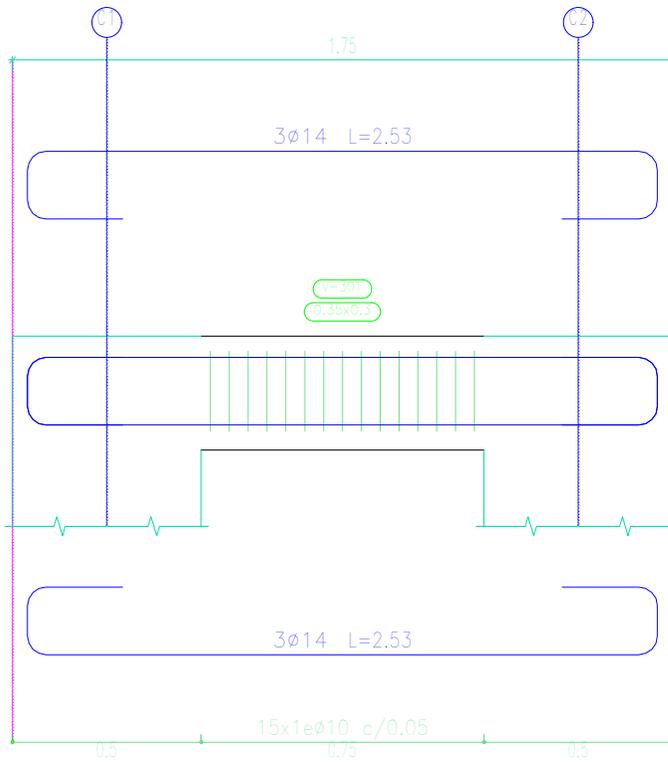
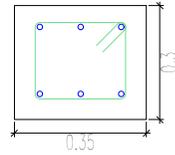
Pórtico 1



N+2.75  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO DE VIGA N+2.75 EJES: (A,D)-1,1'</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 27 de 36

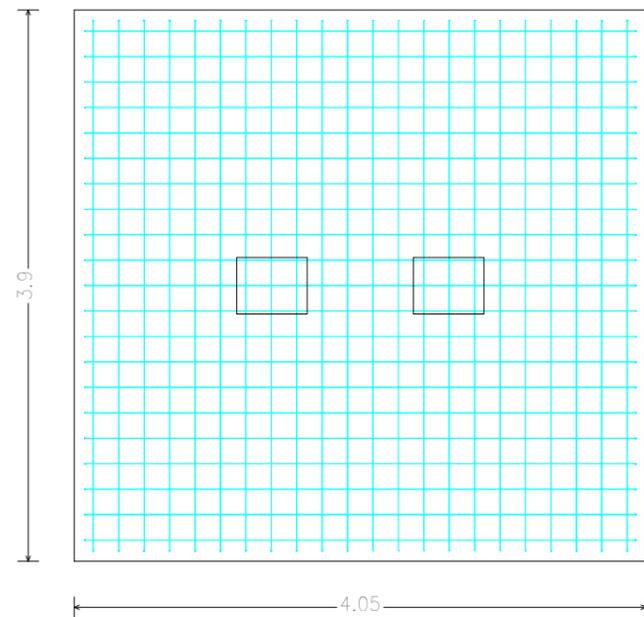
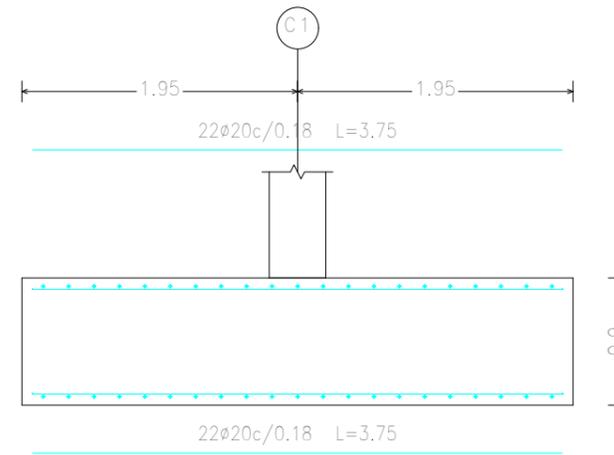
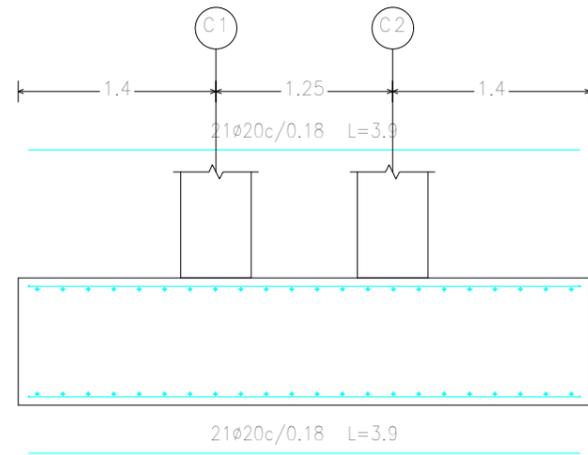
Pórtico 1



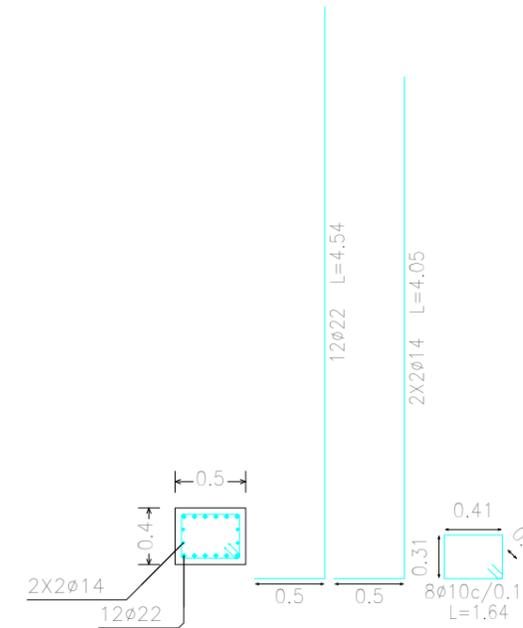
N+5.5  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO DE VIGA N+5.5 EJES: (A-D)-1,1'</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 28 de 36

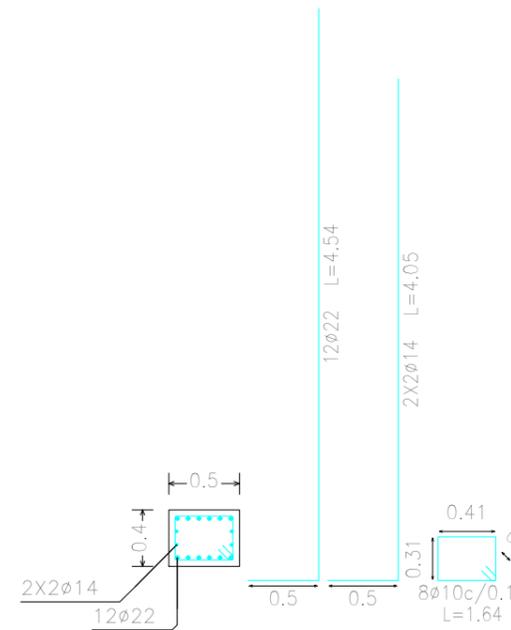
(C1-C2)



C1

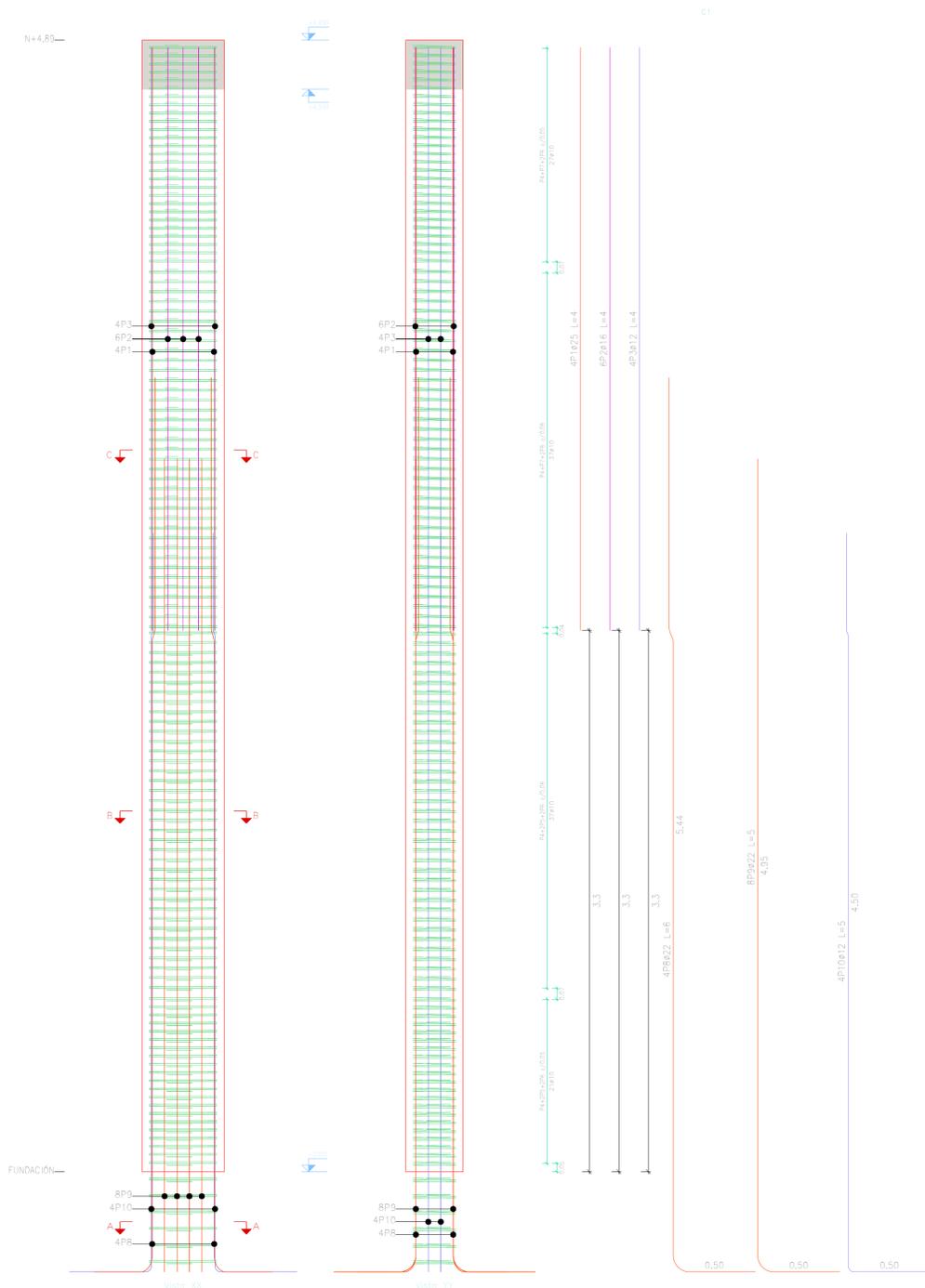


C2



Fundación  
 Despiece fundación  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Aceros en fundación: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala: 1:50

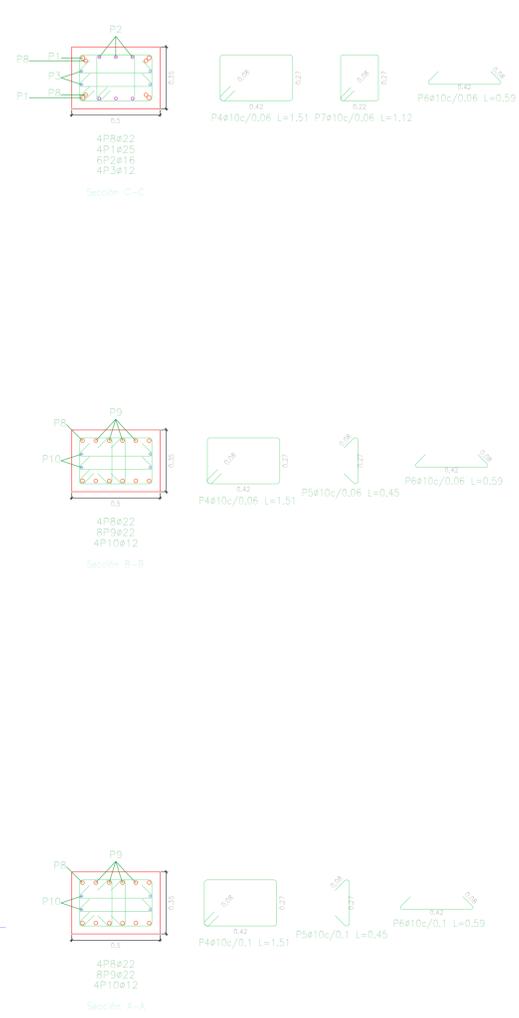
 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: ARDETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE ZAPATA-EJES: (A,D)-1,1'</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO 2018	<b>LÁMINA:</b> 29 de 36



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	∅25	4	355	1420
2	∅16	6	355	2130
3	∅12	4	355	1420
4	∅10	128	151	19328
5	∅10	128	45	5760
6	∅10	256	59	15104
7	∅10	64	112	7168
8	∅22	4	595	2380
9	∅22	8	545	4360
10	∅12	4	500	2000

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (m)	Long. (m)	Total (m)	Grado 60 (kg)
C1	1	∅25	4	3.55	0.08	14.2	94.7
	2	∅16	6	3.55	0.08	21.3	133.8
	3	∅12	4	3.55	0.08	14.2	90.6
	4	∅10	128	0.151	0.08	193.28	118.1
	5	∅10	128	0.045	0.08	57.6	35.5
	6	∅10	256	0.059	0.08	151.04	93.1
	7	∅10	64	0.112	0.08	71.68	44.2
	8	∅22	4	0.595	0.08	23.8	15.0
	9	∅22	8	0.545	0.08	43.6	27.1
	10	∅12	4	0.5	0.08	20.0	12.8
Total							872.9
Grado 60							872.9
Grado 60							872.9

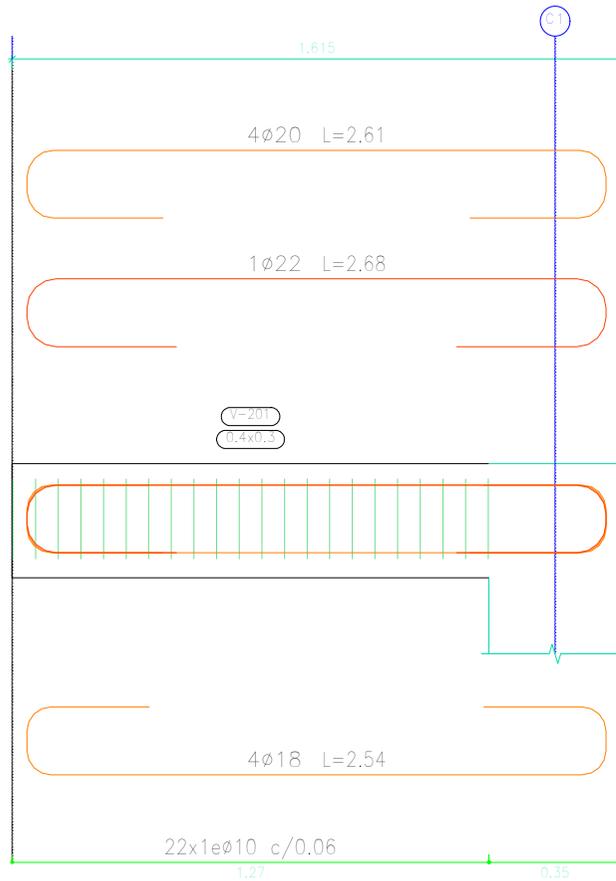
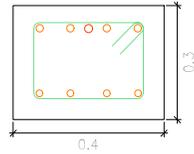
Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 ∅10	473,6	321	
∅12	34,2	33	
∅16	21,3	37	
∅22	67,4	221	
∅25	14,2	60	672



Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (417,5 kg)	Puerta: N+0.0, N+4.89
Hormigón: f'c=280 (1.21 m³)   tamaño máximo del agregado: 15 mm	Escala: 1:20
Encofrado: 11,71 m²	Recubrimiento geométrico: 4 cm.

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>			
<b>CONTIENE: DETALLES DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA DE COLUMNAS DESDE N-2.00 A N+4.89 EJES: (A,D)-2</b>			
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____	
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 30 de 36	

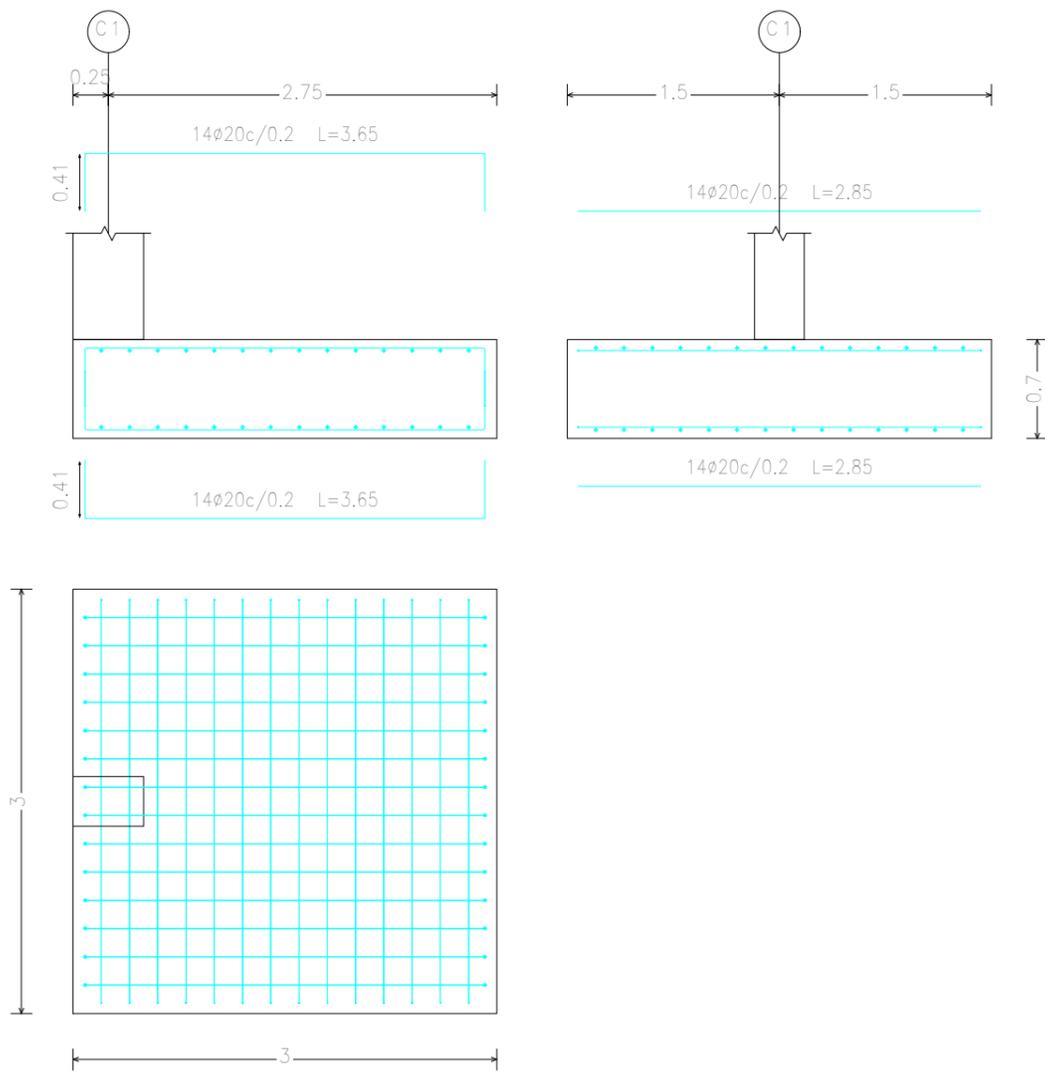
Pórtico 1



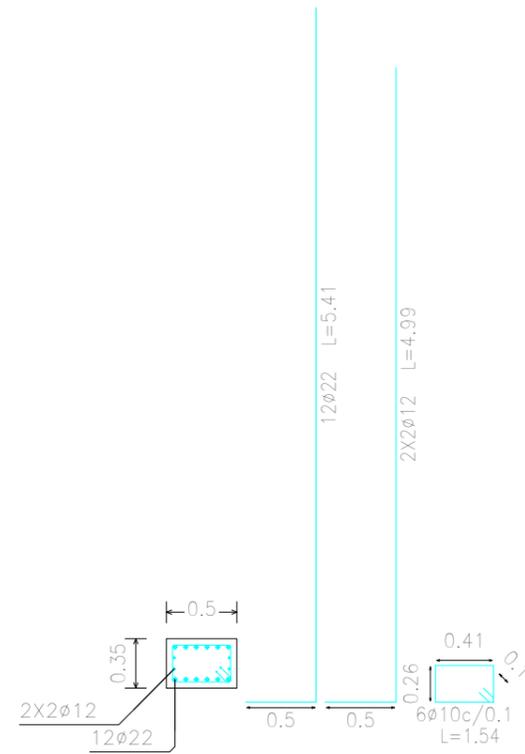
Losa 2  
 Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Escala pórticos 1:20  
 Escala secciones 1:20  
 Escala huecos 1:20

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO DE VIGA N+4.89 EJES: (A,D)-2</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:20	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 31 de 36

C1



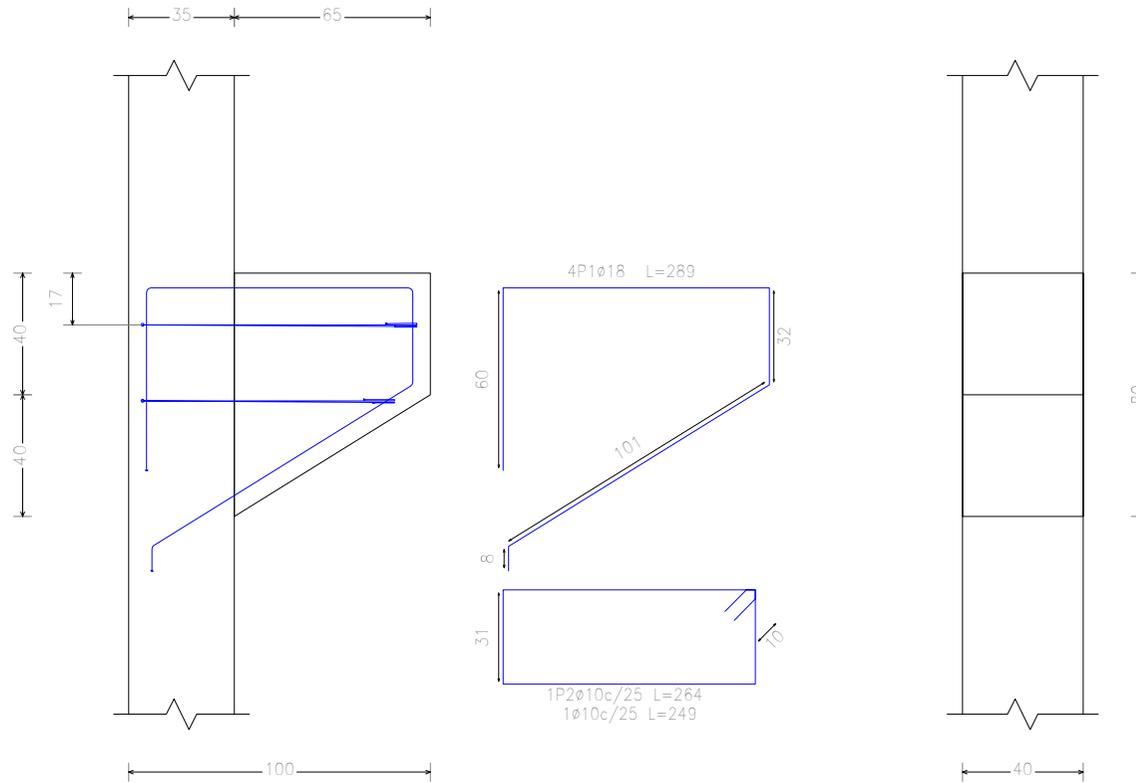
C1



Fundación  
 Despiece fundación  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Escala: 1:50

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>
<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
<b>CONTIENE: DETALLE DE AMADO ESTRUCTURAL PARA ZAPATAS EJES (A,D)-2</b>		
<b>AUTORES:</b> PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 32 de 36

MÉNSULA TIPO



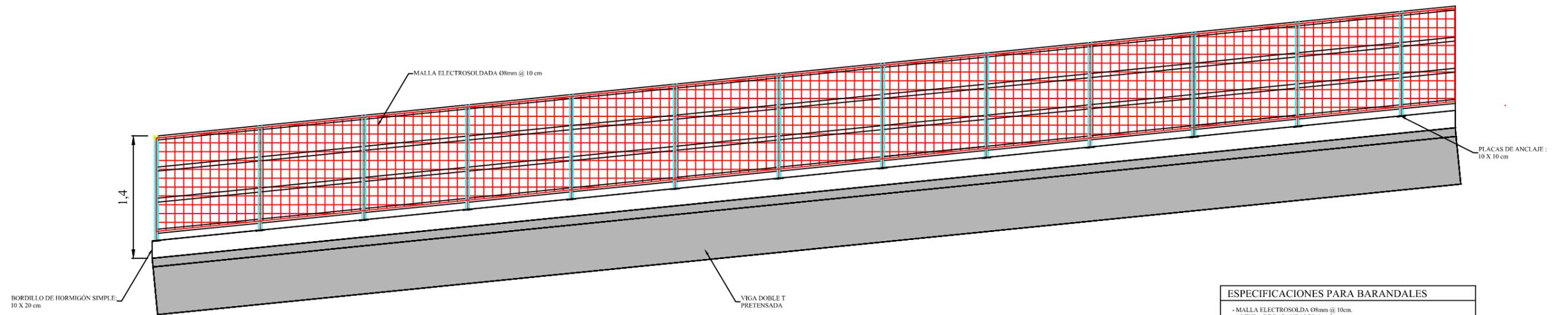
Obra: MÉNSULA-COLUMNA 35X40  
 Descripción: MÉNSULA PATA VIGA TIPOU  
 Norma de hormigón: ACI 318M-11  
 Hormigón:  $f'c=280$   
 Acero: Grado 60 (Latinoamérica)  
 Ambiente: Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo  
 Recubrimiento: 4.00 cm  
 Tamaño máximo del árido: 20.0 mm  
 Escala: 1: 20

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	Grado 60 (kg)
P-1	1	Ø18	4	289	1156	23.1
	2	Ø10	2	VAR.	514	3.2
Total+10%						28.9
						Ø10: 3.5
						Ø18: 25.4
						Total: 28.9

Resumen Acero Ménsula	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Grado 60 Ø10	5.1	3	28
Ø18	11.6	25	28

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	<b>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>	
	<b>PROYECTO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>	
<b>CONTIENE: DETALLE DE ARMADO Y CANTIDADES DE OBRA PARA MÉNSULAS EN COLUMNAS: (A,D)-1,1'</b>		
<b>AUTORES:</b> _____ PABLO FIGUEROA                      MAURICIO TITO		<b>REVISIÓN:</b> _____
<b>ESCALA:</b> 1:25	<b>FECHA:</b> AGOSTO/2018	<b>LÁMINA:</b> 33 de 36

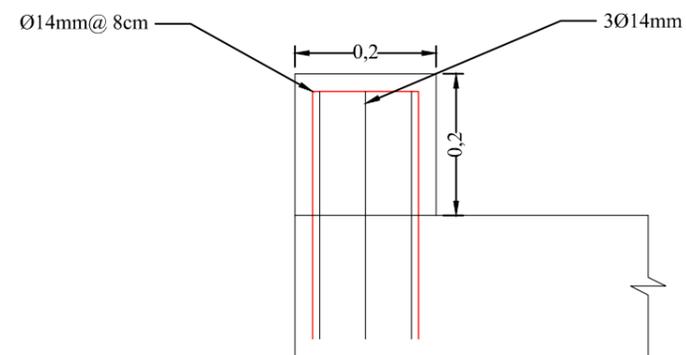
## DETALLE DE BARANDALES



ESPECIFICACIONES PARA BARANDALES
- MALLA ELECTROSOLDADA Ø8mm @ 10cm.
- ALTURA DE BARANDALES: h=1.2m
- SEPARACIÓN ENTRE BARANDALES= 1.2m (eje-eje)
- PLACAS DE ANCLAJE: 10 X 10cm
- BORDILLO DE HORMIGÓN SIMPLE f'c= 210 kg/cm2

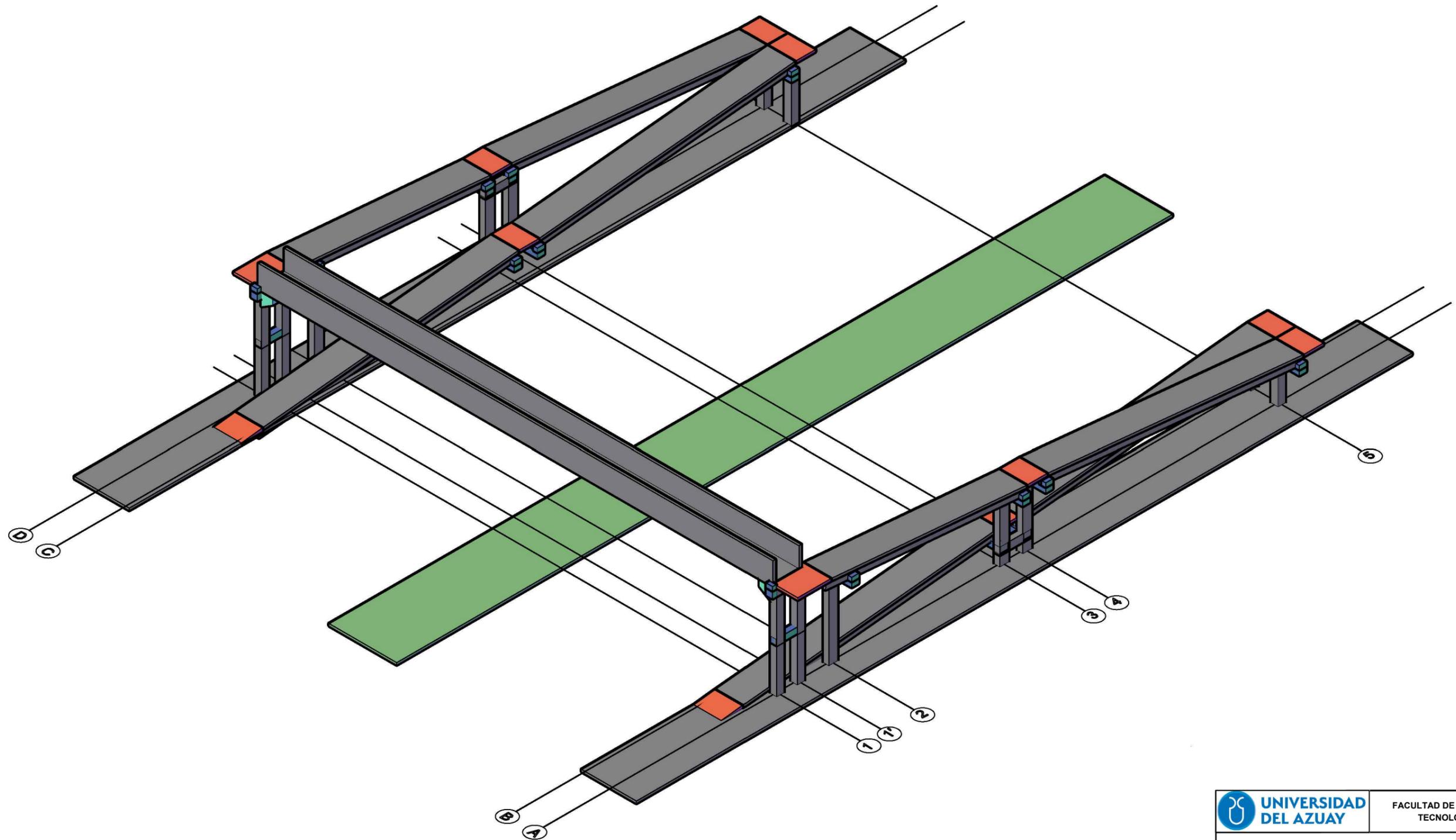
ESCALA: 1:50

## TRABA ANTISÍSMICA TIPO

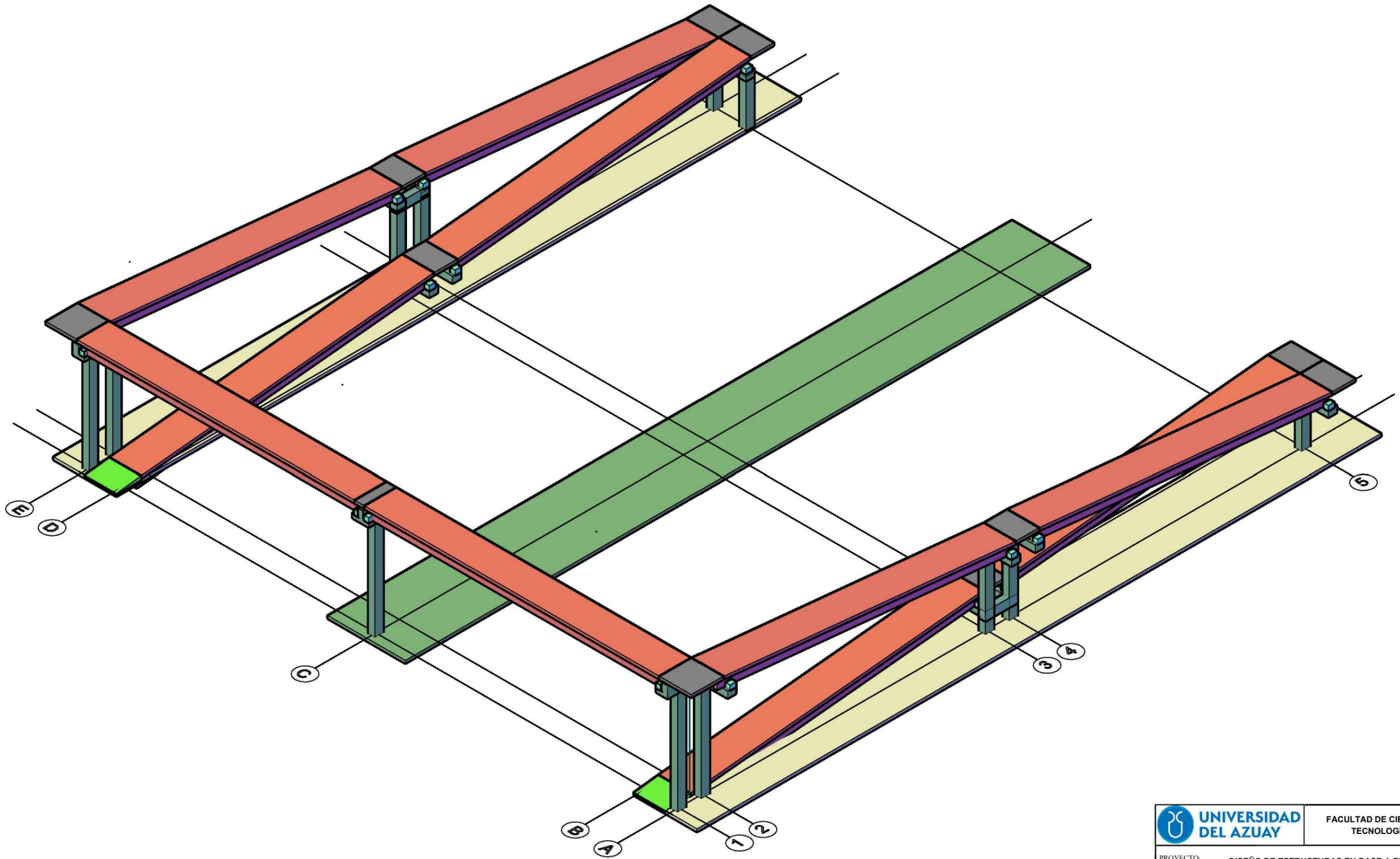


ESCALA: 1:10

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
PROYECTO: <b>DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
CONTIENE: <b>DETALLE DE BARANDALES Y TRABAS ANTISÍSMICAS</b>		
AUTORES:		REVISIÓN:
PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		_____
ESCALA: VARIOS	FECHA: AGOSTO 2018	LÁMINA: 34 de 36



 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
PROYECTO: <b>DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
CONTIENE: <b>AXONOMETRÍA ISOMÉTRICA DE PUENTE PEATONAL SUPERESTRUCTURA CON VIGAS TIPO L</b>		
AUTORES:		REVISIÓN:
PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		_____
ESCALA:	FECHA: AGOSTO 2018	LÁMINA: 35 de 15



 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>		FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
PROYECTO: <b>DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BASE A ELEMENTOS PREFABRICADOS - PRETENSADOS</b>		
CONTIENE: <b>AXONOMETRÍA ISOMÉTRICA DE PUENTE PEATONAL SUPERESTRUCTURA CON VIGAS DOBLE T</b>		
AUTORES:		REVISIÓN:
PABLO FIGUEROA      MAURICIO TITO		_____
ESCALA:	FECHA: AGOSTO/2018	LÁMINA: 36 de 36