

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO-ESTRUCTURAL ENTRE
SISTEMAS CONSTRUCTIVOS TRADICIONALES Y UN SISTEMA
CONSTRUCTIVO ALTERNATIVO LIVIANO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

mari_belen_08@hotmail.com

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

LUIS ALEJANDRO MACHADO SALAZAR

alejo_ms7@hotmail.com

DIRECTOR: ING. ARQ. PAÚL GACHET G.

paulgachet@hotmail.com

Quito, Febrero 2012

DECLARACIÓN

Nosotros, **MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO** y **LUIS ALEJANDRO MACHADO SALAZAR**, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**MARÍA BELÉN CORREA
VALLEJO**

**LUIS ALEJANDRO MACHADO
SALAZAR**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO y LUIS ALEJANDRO MACHADO SALAZAR, bajo mi supervisión.

ING. ARQ. PAÚL GACHET G.

DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

DEDICATORIA

CONTENIDO

CAPITULO 1

<i>ANTECEDENTES</i>	<i>1</i>
1.1 GENERALIDADES.	1
1.2 LA CONSTRUCCIÓN CON HORMIGÓN ARMADO EN EL ECUADOR.	2
1.3 SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN EL ECUADOR.	3
1.3.1 CONJUNTO ESTRUCTURAL CONFORMADO POR COLUMNAS Y LOSAS PLANAS.	3
1.3.2 CONJUNTO ESTRUCTURAL CONFORMADO POR COLUMNAS Y LOSAS CON VIGAS DESCOLGADAS.	4
1.4 SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVO.	5
1.5 DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS.	6
1.6 DEFINICIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO.	7
1.6.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS.	7

CAPÍTULO 2

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA ALTERNATIVO

<i>LIVIANO</i>	<i>11</i>
2.1 FUERZAS DE DISEÑO.	11
2.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES.	11
2.1.1.1 Carga muerta.	11
2.1.1.2 Carga Viva	12
2.1.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL.	13
2.1.2.1 Consideraciones Alternativa # 1.	13
2.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales.	14
2.2 PREDISEÑO.	15
2.2.1 VIGAS.	15
2.2.2 COLUMNAS.	16
2.2.3 LOSA.	17
2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	17
2.3.1 MODELACIÓN	17
2.3.1.1 Combinaciones de Carga	19
2.3.1.2 Derivas	19
2.3.1.3 Modos Vibratorios	20

2.3.2 ANÁLISIS FINAL.	21
2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL.	22
2.4.1 VIGAS.	23
2.4.1.1 Diseño a flexión.	23
2.4.1.2 Diseño a corte.	24
2.4.2 COLUMNAS.	26
2.4.2.1 Diagrama de Interacción.	27
2.4.2.2 Diseño del refuerzo transversal.	29
2.4.3 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA.	31
2.4.4 LOSAS.	35
2.4.5 PERFIL ESTRUCTURAL.	36
2.4.6. CIMENTACIONES.	40
2.5. PLANOS ESTRUCTURALES.	44
2.6. ESTUDIO ECONÓMICO DEL SISTEMA ALTERNATIVO LIVIANO.	45
2.6.1 VOLÚMENES DE OBRA.	45
2.6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	46
2.6.3 ANÁLISIS DE COSTOS INDIRECTOS.	47
2.6.4 PRESUPUESTO FINAL	47
 <i>CAPÍTULO 3</i>	
<i>CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA TRADICIONAL</i>	
<i>CON LOSAS PLANAS</i>	<i>48</i>
3.1 FUERZAS DE DISEÑO.	48
3.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES.	48
3.1.1.1 Carga muerta.	48
3.1.1.2 Carga Viva	49
3.1.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL.	49
3.1.2.1 Consideraciones Alternativa # 2.	49
3.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales.	50
3.2 PREDISEÑO.	51
3.2.1 COLUMNAS.	51
3.2.2 LOSA.	51
3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	52
3.3.1 MODELACIÓN	52
3.3.1.1 Derivas	52

3.3.1.2 Modos Vibratorios. _____	53
3.3.2 ANÁLISIS FINAL. _____	54
3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL. _____	54
3.4.1 COLUMNAS. _____	54
3.4.1.1 Diagrama de Interacción. _____	54
3.4.1.2 Diseño del refuerzo transversal. _____	56
3.4.2 LOSAS. _____	58
3.4.3. CIMENTACIONES. _____	68
3.5. PLANOS ESTRUCTURALES. _____	72
3.6. ESTUDIO ECONÓMICO DEL SISTEMA TRADICIONAL CON LOSAS PLANAS. _____	73
3.6.1 VOLÚMENES DE OBRA. _____	73
3.6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS. _____	74
3.6.3 PRESUPUESTO FINAL. _____	74
 <i>CAPÍTULO 4</i>	
<i>CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA TRADICIONAL</i>	
<i>CON LOSAS SOBRE VIGAS</i> _____	76
4.1 FUERZAS DE DISEÑO. _____	76
4.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES. _____	76
4.1.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL. _____	76
4.1.2.1 Consideraciones Alternativa # 3. _____	76
4.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales. _____	77
4.2 PREDISEÑO. _____	78
4.2.1 VIGAS. _____	78
4.2.2 COLUMNAS. _____	79
4.2.3 LOSAS. _____	79
4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL. _____	80
4.3.1 MODELACIÓN _____	80
4.3.1.1 Derivas _____	80
4.3.1.2 Modos Vibratorios. _____	81
4.3.2 ANÁLISIS FINAL. _____	82
4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL. _____	82
4.4.1 VIGAS. _____	82
4.4.1.1 Diseño a flexión _____	83

4.4.1.2 Diseño a corte. _____	84
4.4.2 COLUMNAS. _____	86
4.4.2.1 Diagrama de Interacción. _____	86
4.4.2.2 Diseño del refuerzo transversal. _____	87
4.4.3 LOSAS. _____	90
4.4.4. CIMENTACIONES. _____	92
4.5. PLANOS ESTRUCTURALES. _____	97
4.6. ESTUDIO ECONÓMICO DEL SISTEMA TRADICIONAL CON LOSAS SOBRE VIGAS. _____	98
4.6.1 VOLÚMENES DE OBRA. _____	98
4.6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS. _____	99
4.6.3 PRESUPUESTO FINAL. _____	99
 <i>CAPITULO 5</i>	
<i>ANÁLISIS COMPARATIVO _____</i>	<i>101</i>
5.1 CARGAS. _____	101
5.2 SECCIONES. _____	102
5.2.1 VIGAS. _____	102
5.2.2 LOSAS Y COLUMNAS. _____	103
5.2.3 CIMENTACIONES. _____	103
5.3 VOLÚMENES DE OBRA. _____	104
5.4 PRESUPUESTO. _____	105
 <i>CAPITULO 6</i>	
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES _____</i>	<i>106</i>
6.1 CONCLUSIONES. _____	106
6.2 RECOMENDACIONES. _____	110
<i>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS _____</i>	<i>111</i>
 <i>ANEXO No 1</i>	
<i>SECCIONES FINALES, PROGRAMA ETABS, ALTERNATIVA 1 _____</i>	<i>112</i>
 <i>ANEXO No 2</i>	
<i>ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS, ALTERNATIVA 1 _____</i>	<i>116</i>

ANEXO No 3***SECCIONES FINALES, PROGRAMA ETABS, ALTERNATIVA 2 _____141******ANEXO No 4******ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS, ALTERNATIVA 2 _____145******ANEXO No 5******SECCIONES FINALES, PROGRAMA ETABS, ALTERNATIVA 3 _____148******ANEXO No 6******ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS, ALTERNATIVA 3 _____152***

LISTADO DE TABLAS

CAPÍTULO 2

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA ALTERNATIVO

<i>LIVIANO</i>	11
Tabla 2.1 Distribución del corte basal.....	15
Tabla 2.2 Prediseño de Vigas.	16
Tabla 2.3 Prediseño de Columnas.	17
Tabla 2.4 Derivas máximas de piso	20
Tabla 2.5 Participación modal efectiva	21
Tabla 2.6 Secciones Finales.....	22
Tabla 2.7 Cantidades de Obra Alternativa #1.....	45
Tabla 2.8 Presupuesto Final, Alternativa #1	47

CAPÍTULO 3

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA TRADICIONAL

<i>CON LOSAS PLANA</i>	48
Tabla 3.1 Distribución del corte basal.....	50
Tabla 3.2 Prediseño de Columnas.	51
Tabla 3.3 Derivas máximas de piso	53
Tabla 3.4 Participación modal efectiva	53
Tabla 3.5 Cantidades de Obra Alternativa #2.....	73
Tabla 3.6 Presupuesto Final, Alternativa #2.	75

CAPÍTULO 4

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA TRADICIONAL

<i>CON LOSAS SOBRE VIGAS</i>	76
Tabla 4.1 Distribución del corte basal.....	77
Tabla 4.2 Prediseño de Vigas.	78
Tabla 4.3 Prediseño de Columnas.	79
Tabla 4.4 Derivas máximas de piso	81
Tabla 4.5 Participación modal efectiva	81

Tabla 4.6 Secciones Finales.....	82
Tabla 4.7 Cantidades de Obra Alternativa #3.....	98
Tabla 4.8 Presupuesto Final, Alternativa #3	100

CAPÍTULO 5

<i>ANÁLISIS COMPARATIVO</i>	<i>101</i>
Tabla 5.1 Cargas muertas	101
Tabla 5.2 Secciones de vigas	102
Tabla 5.3 Secciones de columnas	103
Tabla 5.4 Volúmenes de obra.....	104
Tabla 5.5 Presupuesto	105

RESUMEN

Tomando en cuenta, que en nuestro país, la mayoría de edificaciones se construyen con sistemas de entepiso y techo tradicionales, en los que se emplea losas planas, ó losas sobre vigas como componentes estructurales, además de la mampostería de bloque como componente arquitectónico, siendo este conjunto, en sí mismo pesado; el presente estudio, busca comparar este sistema con un sistema alternativo liviano, adoptando la denominada losa deck como componente estructural y las paredes de gypsum como componente arquitectónico únicamente para división de ambientes, con el objetivo de minorar el peso total de la estructura, y así reducir las fuerzas sísmicas que afectan a la edificación.

Para realizar este estudio, se parte definiendo un proyecto arquitectónico sobre el cual se plantean tres alternativas de sistemas estructurales, para ser calculados y diseñados con una filosofía sismo-resistente, acorde a los códigos vigentes, obteniéndose así los planos estructurales y los volúmenes de obra para cada una de las alternativas planteadas.

Continuando con el estudio, y partiendo de los volúmenes de obra, se realiza un análisis de precios unitarios de los rubros referentes a obra muerta, con los que se establece un presupuesto referencial para cada alternativa, el mismo que servirá de parámetro fundamental para la comparación.

Finalmente, al contar con información sobre pesos, volúmenes de obra y presupuestos de cada alternativa, se concluirá, sobre las ventajas y desventajas que implica usar uno u otro sistema; adicionalmente se examinará, si el uso del sistema alternativo propuesto, además de ser más liviano, influye significativamente en el costo final de la estructura respecto a las otras alternativas planteadas.

PRESENTACIÓN

El presente trabajo consta de 6 capítulos divididos de la siguiente manera:

En el capítulo 1, se presenta los antecedentes, en donde se describe la construcción con hormigón armado en el Ecuador, los sistemas tradicionales de construcción, un sistema de construcción alternativo, las alternativas adoptadas para el presente estudio y la definición arquitectónica del proyecto.

En los capítulos 2,3 y 4, se presenta el proceso para el cálculo y diseño de la estructura con cada uno de los sistemas planteados, los planos estructurales, las cantidades de obra, el análisis de precios unitarios y el presupuesto final de cada una de las alternativas.

En el capítulo 5, se muestra el análisis comparativo de las tres alternativas, en lo referente a cargas, secciones, volúmenes de obra y presupuestos.

Finalmente, en el capítulo 6, se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del estudio realizado.

Además de los 6 capítulos, se presentan los anexos, en los cuales se incluye el análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros, junto con un esquema de las secciones definitivas obtenidas del programa Etabs de las tres alternativas.

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

1.1 GENERALIDADES

En la actualidad, los sistemas constructivos utilizados en la construcción de entresijos y cubiertas de edificaciones en nuestro país, son los tradicionales, siendo estos un conjunto de componentes estructurales y arquitectónicos, en donde, las losas, las vigas y las columnas, forman parte del primer componente, y por otro lado, la mampostería que forma parte del segundo, utilizada como divisor de ambientes, está constituida en su mayoría de bloque o ladrillo.

Debido a que en los sistemas tradicionales con que se construye, los componentes estructurales, en si mismo son pesados y que junto con los componentes arquitectónicos, que generalmente también son pesados; este sistema resulta tener un peso considerable, el cual repercute en el efecto sísmico, al incrementar las fuerzas que este fenómeno natural produce en la edificación, teniendo como resultado la utilización de grandes secciones para un comportamiento sismo-resistente adecuado, cumpliendo con los códigos vigentes.

Mientras en el país se siga utilizando estos sistemas de construcción denominados tradicionales, que traen consigo problemas como limitaciones arquitectónicas debido al espacio que ocupan sus elementos estructurales, además de encarecer los costos de construcción por la cantidad de material requerida, se restringe el avance de las estructuras de hormigón armado debido a su gran peso.

Por lo tanto, el presente estudio busca, analizar varias alternativas en las que se reduzca tanto el peso en los componentes estructurales, como en los componentes arquitectónicos, para ello, para cumplir el primer propósito, se variará los tipos de losas, y para cumplir el segundo, se cambiará el tipo de

paredes interiores, con lo cual estaremos reduciendo el peso total de la estructura, y se concluirá sobre las ventajas y desventajas que ello representa estructural y económicamente en una edificación.

1.2 LA CONSTRUCCIÓN CON HORMIGÓN ARMADO EN EL ECUADOR

La construcción con hormigón armado inicia su auge en los 50, ocupando rápidamente el mercado. En el Ecuador prevalece la influencia tecnológica norteamericana, de tal forma que nuestro actual código de construcciones es prácticamente una traducción del norteamericano.

Al hablar de tecnología de hormigón armado, se comprende como la utilización de estructuras de hormigón armado combinados con sistemas de mampostería existentes en el medio. En el Ecuador la realidad obliga a distinguir dos tipos de construcción en hormigón armado: las que realmente lo son y las que aparentan serlo.

Generalmente las estructuras de edificaciones importantes, incluyéndose muchos de los bloques multifamiliares, y la mayoría de vivienda de los sectores acomodados; son en realidad de hormigón armado, pues cumplen tanto en el diseño como en la construcción con las normas mínimas establecidas por el código correspondiente.

Por otro lado, las viviendas unifamiliares de las clases medias y bajas no cumplen las condiciones de resistencia necesarias y lo que presentan es una simple apariencia de hormigón armado. En estos casos, generalmente la construcción se realiza siguiendo infundadas prácticas y no en base a un diseño serio; o lo que es peor, se escatima en el costo y calidad de la estructura en beneficio de otros servicios aparentemente más necesarios, afectando de esta manera a la

seguridad del usuario ante eventuales imprevistos, tales como exceso de carga, movimientos sísmicos, asentamientos del terreno, etc¹.

1.3 SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN EL ECUADOR

En la actualidad, los sistemas constructivos utilizados en la construcción de entresijos y cubiertas de edificaciones de nuestro país, son los tradicionales, siendo estos:

- El primero, constituido estructuralmente por losas planas y columnas y; arquitectónicamente, por mampostería de bloque.
- El segundo, constituido estructuralmente por losas, vigas y columnas y; arquitectónicamente, por mampostería de bloque.

1.3.1 CONJUNTO ESTRUCTURAL CONFORMADO POR COLUMNAS Y LOSAS PLANAS

En este sistema se tiene una interacción directa entre la losa y la columna, ya que por ser losa plana y al no tener vigas, se apoya directamente sobre las columnas, en donde, la transmisión de cargas se da de la losa a las columnas, teniendo así que los momentos desbalanceados no pueden transmitirse enteramente por flexión, sino que parte de dichos momentos se transmiten por corte excéntrico ó punzonamiento en la losa.

Este sistema constructivo es uno de los más utilizados en nuestro medio debido a sus facilidades constructivas, ya que al tener el nivel de la losa en un mismo plano por no presentar vigas descolgadas, se facilita el encofrado, la colocación de armaduras, la fundición del hormigón y el desencofrado.

Por otro lado, los principales problemas que este sistema presenta son: el punzonamiento, la excesiva flexibilidad lateral, la poca disponibilidad de ductilidad

¹ Gortaire J, Samaniego M, Tesis EPN, 1988

inmediata, los excesivos daños no estructurales, entre otros, sin embargo se lo utiliza en gran escala en nuestro medio, y únicamente en contados casos, se toman las debidas precauciones para disminuir estos problemas.

Cabe resaltar que para contrarrestar los problemas mencionados y hacer un diseño sismo-resistente de este tipo de edificaciones, se requerirá una losa de altura considerable, la cual combinada con el uso de paredes de mampostería como divisor de ambientes, dará como resultado una edificación pesada y por ende grandes secciones.

1.3.2 CONJUNTO ESTRUCTURAL CONFORMADO POR COLUMNAS Y LOSAS CON VIGAS DESCOLGADAS

Este sistema es conocido también como aporticado, debido a que está compuesto por columnas y vigas descolgadas sobre las cuales se apoya la losa, en donde la transmisión de cargas se da de la losa a las vigas y de las vigas a las columnas, teniendo así que la mayor parte de los momentos del pórtico los toman las vigas, y la transmisión de sus momentos desbalanceados desde las vigas hacia las columnas, o viceversa, ocurre enteramente por flexión.

En nuestro medio esta alternativa de construcción es bastante aceptada por ingenieros estructurales por tener un mejor comportamiento sísmico, sin embargo trae complicaciones al momento de la construcción, esto debido principalmente al encofrado, al ser vigas descolgadas de la losa, es necesario dos encofrados uno para las vigas y otro para las losas.

En la actualidad, la combinación de este sistema con el uso de paredes de mampostería como divisor de ambientes, es lo que ha venido dando mejores resultados en el diseño sismo-resistente, debido a la reducción del peso que proporciona la utilización de una menor altura de la losa y así las secciones requeridas para dicho comportamiento se reducen.

1.4 SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVO

Actualmente, debido a las exigencias del mercado, los sistemas constructivos han ido evolucionando en función de reducir costos, tiempos de construcción y lo más importante para un diseño sismo-resistente en la disminución del peso muerto de la estructura, y para ello, se ha visto la necesidad de insertar en la construcción, nuevos materiales alternativos livianos y que a su vez, el costo no difiera significativamente con relación a los materiales tradicionalmente utilizados.

Debido a que los sistemas constructivos alternativos existentes en el mercado completan una lista extensa, este trabajo está orientado al estudio del comportamiento de uno de los sistemas más usados por los constructores en estos últimos años, y sobre el cual aún no se tiene la suficiente información del beneficio que representa el uso de esta alternativa.

A continuación se presenta una breve descripción del sistema constructivo a analizar:

Sistema de Paredes Gypsum y Losas Deck.- Este sistema plantea una configuración estructural compuesta de columnas y vigas de hormigón armado, sobre las cuales se apoyarán vigas metálicas secundarias, en las que se asentará una placa de acero estructural galvanizada cubierta con hormigón dando lugar la llamada losa deck, en cuanto al componente arquitectónico, se plantea la utilización de paredes de Gypsum como divisor de ambientes por ser un material considerablemente liviano, resaltando que las paredes de mampostería persistirán en el perímetro de la losa.

Losas deck: Es una placa de acero estructural galvanizada, con doblado trapezoidal, que se utiliza para la construcción de losas en edificaciones. La interacción entre la placa y el hormigón que se vacía sobre ésta, es alcanzada mediante un sistema de resaltes dispuestos transversalmente en la placa, los cuales producen una trabazón mecánica al hormigón, evitando su desplazamiento y garantizando su unión monolítica, capaz de resistir las cargas

tanto verticales como horizontales y formando lo que se denomina una losa compuesta.²

Gypsum: Son estructuras armadas con perfiles de acero galvanizado, las cuales sirven como soporte para los materiales que se utilizan para armar paredes, en donde los revestimientos son planchas de yeso con recubrimiento de papel reciclado, atornilladas contra la estructura, en su interior existe la posibilidad de colocar elementos aislantes tanto térmicos como acústicos, además de instalaciones eléctricas, sanitarias y demás. Son utilizadas tanto como paredes interiores como paredes exteriores, siempre y cuando se utilice el material recomendado por el fabricante.³

1.5 DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS

Como es bien conocido por profesionales en el cálculo y diseño estructural, constructores, estudiantes y todos los involucrados en el área de Ingeniería Civil, la mayoría del peso muerto total de la estructura es el aportado por la losa y por las paredes que se asientan sobre esta, razón por la cual el presente estudio está orientado a analizar y comparar estructuras con diferentes tipos de losas como: losas planas, losas sobre vigas y finalmente losas deck, además de la variación de la mampostería tradicional y el uso de paredes Gypsum en paredes interiores.

Por tal motivo las alternativas adoptadas para el presente estudio son las siguientes:

Alternativa 1: Estructura con columnas, vigas descolgadas, paredes de Gypsum y losas Deck.

Alternativa 2: Estructura con columnas, mampostería de bloque y losas planas.

Alternativa 3: Estructura con columnas, mampostería de bloque y losa sobre vigas descolgadas.

² Novacero-Novalosa, 2011

³ Lascano E, Salazar L, Tesis EPN, 2002

1.6 DEFINICIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO

El presente proyecto de titulación, basará su estudio en un edificio tipo, el cual se diseñará y se calculará considerando las tres alternativas planteadas anteriormente, a continuación se describen las características del proyecto adoptado:

Plantas Tipo

Cuenta con ocho plantas tipo, cada una de ellas posee un área de 480 m²., distribuidas para alojar cuatro departamentos para vivienda, dotados por dos dormitorios, cocina, sala, comedor, dos baños, un medio baño y una sala de estar.

Planta Baja Nv +0.00

El Nivel +0.00 cuenta con un área de 480 m²., en la cual se distribuyen dos locales comerciales con un baño en su interior, y dos departamentos dotados por dos dormitorios, cocina, sala, comedor, dos baños, un medio baño y una sala de estar.

Subsuelos

Cuenta con tres subsuelos, cada uno de ellos posee un área de 952 m²., capacidad para 24 parqueaderos y 4 bodegas.

El edificio cuenta con ascensor y gradas presurizadas; la altura de entrepiso es de 3m., dándole al edificio una altura total de 27m. sobre el nivel Nv.+0.00, y un área total de construcción de 7176 m². de donde el 40% está destinado a parqueaderos, el 57% a vivienda y el 3% destinado a locales comerciales.

1.6.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

A continuación se presenta la distribución arquitectónica de cada una de las plantas del proyecto adoptado para el estudio, en estas láminas se esquematiza la ubicación de elementos estructurales, además de la distribución a escala de la mampostería, ubicación de gradas, ascensor, etc.

CAPÍTULO 2

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA ALTERNATIVO LIVIANO

2.1 FUERZAS DE DISEÑO

El cálculo de las fuerzas de diseño de origen sísmico que afectarán a la estructura, se realizó en base a las especificaciones del capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001), el mismo que establece los requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, para proporcionarle un adecuado diseño sismo-resistente, con el fin de que la estructura presente un comportamiento estructural dúctil ante la presencia de cualquier evento sísmico.

2.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

Para determinar las cargas verticales actuantes sobre el edificio, se realizó un análisis del peso de las paredes de gypsum y mampostería, junto con los pesos adicionales que aportan: el cielo falso, el masillado y los acabados; a continuación se realizará un detalle de las cargas.

2.1.1.1 Carga muerta

Paredes de Gypsum

Las paredes de gypsum, se conformarán por dos láminas de yeso de ½" de espesor, formadas y procesadas entre dos cartonillos, sujetadas por una estructura de perfiles de acero galvanizado.

Para el presente estudio, el peso de los paneles de gypsum, se ha tomado de las especificaciones técnicas proporcionadas por una empresa proveedora de este material, teniendo así, un peso por m² de 8.40 kg. por panel; y, al considerar los dos paneles, junto con la estructura metálica que conforman las paredes, da como resultado un peso de 25.20 kg/m².

Masillado

Para nivelar, aplomar y lograr características que permita la posterior colocación de acabados de piso, se aplicará un masillado de 2cm de espesor sobre los pisos del edificio, y considerando un peso específico de mortero de 2.2 T/m^3 , da como resultado un peso de masillado de 44.0 kg/m^2 .

Cielo Falso

El cielo falso, consiste en planchas de gypsum sujetadas por un armazón de ángulos de latón galvanizado, junto con un revestimiento interior de acabado, que proporciona una base adecuada para la posterior aplicación de pintura, que será el acabado de techo final; dando como resultado un peso total de 15 kg/m^2 .

Acabados de Piso

Se entiende como acabado de piso a la aplicación de un recubrimiento cerámico sobre los pisos, una vez que éstos han sido masillados, con el fin de obtener una superficie que cumpla con los requerimientos del edificio; obteniéndose un peso total de 27 kg/m^2 .

Cabe resaltar que para el cálculo de la carga muerta del edificio se han considerado los pesos de los ítems descritos anteriormente; el peso de los elementos estructurales, como son, columnas, vigas y losas, no está considerado en este cálculo, debido a que estos se consideran automáticamente como peso propio en el modelo matemático.

2.1.1.2 Carga Viva

Para la determinación de la carga viva, se consideró el uso de cada piso, y se adoptaron las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001); en el que especifica que para residencias el valor de carga viva será de 200 kg/m^2 ; para Oficinas será de 250 Kg/m^2 , y; para parqueaderos de 200 Kg/m^2 .

En la Tabla 2.2 se detalla las cargas totales.

2.1.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cortante total de diseño V , que será aplicado a la estructura se determina mediante las siguientes expresiones:

$$V = \frac{Z \cdot I \cdot C}{\Phi_P \cdot \Phi_E \cdot R} \cdot W$$

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T_2} \leq C_m$$

$$T_1 = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

$$T_2 = 1.3 \cdot T_1$$

Donde:

Z = Factor de Zona.

I = Factor de Importancia.

C = Valor de aceleración espectral máxima esperado.

Φ_P = Coeficiente de configuración estructural en planta.

Φ_E = Coeficiente de configuración estructural en Elevación.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

W = Carga muerta total de la estructura.

T_1 = Período de vibración, método 1.

T_2 = Período de vibración, método 2.

S = Factor de suelo.

h_n = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

C_t = Factor según el tipo de edificación.

2.1.2.1 Consideraciones Alternativa # 1

$Z = 0.4$ Provincia de Pichincha, zona sísmica IV.

$I = 1$ Todas las estructuras de edificación.

$\Phi_P = 1$ Estructura regular en planta.

$\Phi_E = 1$ Estructura regular en elevación.

R = 10	Sistemas de pórticos espaciales de hormigón armado con vigas descolgadas.
$h_n = 27$	Elevación de la estructura.
$C_t = 0.08$	Para pórticos espaciales de hormigón armado.
S = 1,2	Suelos intermedios.
$C_m = 3.0$	Suelos Intermedios.

$$T_1 = 0.08 \cdot 27^{3/4} = 0.948 \text{ s.}$$

$$T_2 = 1.3 \cdot T_1 = 1.232 \text{ s.}$$

$$C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{1.232} = 1.263$$

$$V = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1.263}{10 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W = 0.051 \cdot W$$

$$V = 5.1\% W$$

2.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales

Las fuerzas laterales de la estructura deben aplicarse en cada nivel, siendo estas función del área total y de la distribución de masa de cada uno de los niveles, en la tabla 2.1 se detalla la distribución de fuerzas laterales por piso, considerando únicamente el peso por mampostería debido a que es el único dato real inicial para realizar un prediseño. El cálculo de las fuerzas laterales totales serán distribuidas de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral en el nivel i .

W_i = Peso asignado a cada nivel de la estructura.

h_i = Altura de cada piso.

Tabla 2.1 Distribución del corte basal.

Nivel	hi	wi	wihi	Fi	S
<i>m.</i>	<i>m.</i>	<i>T.</i>	<i>T·m.</i>	<i>T.</i>	<i>T.</i>
Nv.+ 27.00	27	103.05	2782.22	10.35	10.35
Nv.+ 24.00	24	88.22	2117.18	7.88	18.23
Nv.+ 21.00	21	88.61	1860.80	6.92	25.15
Nv.+ 18.00	18	88.22	1587.89	5.91	31.06
Nv.+ 15.00	15	88.61	1329.15	4.94	36.00
Nv.+ 12.00	12	88.22	1058.59	3.94	39.94
Nv.+ 9.00	9	88.61	797.49	2.97	42.90
Nv.+ 6.00	6	88.22	529.30	1.97	44.87
Nv.+ 3.00	3	88.61	265.83	0.99	45.86
Nv.+ 0.00	0	100.05	0.00	0.00	45.86

W =	910.39	<i>T.</i>
Σ Wi·hi =	12328.44	<i>T·m.</i>
V =	45.86	<i>T.</i>

2.2 PREDISEÑO

En base a los planos arquitectónicos del proyecto adoptado, se realizó un análisis de cargas por piso, el cual sirvió para realizar un prediseño de los elementos estructurales que conforman la alternativa # 1.

2.2.1 VIGAS

Para el prediseño de vigas se adoptó el método del Portal, para lo cual se consideró las hipótesis fundamentales que son:

- La estructura se mantiene en el rango elástico.
- La losa es un elemento infinitamente rígido e indeformable en su plano.
- Se desprecia las deformaciones axiales en vigas y columnas.

Además de considerar las siguientes suposiciones:

- Las columnas interiores absorben el doble del cortante que las exteriores.
- El punto de inflexión de momento está en el punto medio de la altura de entrepiso.

Dando como resultado las siguientes secciones por piso:

Tabla 2.2 Prediseño de Vigas.

<i>Nivel</i>	<i>Cargas</i>		<i>Área</i>	<i>Sección</i>	
	<i>Muerta</i>	<i>Viva</i>		<i>b</i>	<i>h</i>
<i>m.</i>	<i>T/m²</i>	<i>T/m²</i>	<i>m²</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
Nv.+ 27.00	0.24	0.20	480	45	30
Nv.+ 24.00	0.241	0.20	480	45	35
Nv.+ 21.00	0.241	0.20	480	45	35
Nv.+ 18.00	0.241	0.20	480	45	40
Nv.+ 15.00	0.241	0.20	480	45	40
Nv.+ 12.00	0.241	0.20	480	45	40
Nv.+ 9.00	0.241	0.20	480	45	45
Nv.+ 6.00	0.241	0.20	480	45	45
Nv.+ 3.00	0.241	0.20	480	45	45
Nv.+ 0.00	0.186	0.25	480	45	45
Nv.- 3.00	0.124	0.20	952	45	40
Nv.- 6.00	0.124	0.20	952	45	40

2.2.2 COLUMNAS

Para el prediseño de columnas se adoptó los criterios planteados en el curso de hormigón armado III, partiendo del diagrama de interacción de la columna obteniéndose la expresión.

$$Ag_{(cm^2)} = \frac{Pu_{(kg)}}{80}$$

Expresión válida para columnas con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Para el cálculo de la carga "Pu" se debe considerar la combinación más crítica de la columna más cargada del nivel inferior con su respectiva área de influencia, teniendo como resultado la siguiente sección:

Tabla 2.3 Prediseño de Columnas.

Columna		D4
Pu	312030	<i>Kg</i>
Ag	3900	<i>cm²</i>
B	50	<i>cm</i>
H	80	<i>cm</i>

2.2.3 LOSA

No se realizó prediseño de la losa debido a que se tomaron las especificaciones técnicas del manual “Sistemas metálicos Novalosa”, para las vigas secundarias o de apoyo de la losa se realizó el prediseño por deflexiones, considerando los comentarios de la norma AISC-89, L3.2, que cita: “la altura de la sección de la viga no deberá ser menor que 1/20 de la luz”. Obteniéndose como resultado un perfil metálico tipo I300x150x10.

2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de una edificación, consiste en la determinación de acciones internas de las secciones, como son: momentos, cortantes, fuerzas axiales, entre otras; además de un estudio del comportamiento de la estructura ante cargas laterales, controlando que las derivas se encuentren dentro del rango máximo permitido por los códigos vigentes, y a su vez, que los modos vibratorios más influyentes sean traslacionales.

2.3.1 MODELACIÓN

Actualmente para el análisis estructural existen múltiples herramientas computacionales que ayudan y simplifican este proceso, siempre y cuando el operador tenga sólidos conocimientos sobre las suposiciones adoptadas por el programa; para el presente estudio, se utilizó el software ETABS v9.7.1, un

paquete computacional muy útil para el cálculo de estructuras de hormigón armado.

Para esta alternativa se tomaron las siguientes consideraciones:

- ✓ Peso específico del hormigón: $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$.
- ✓ Módulo de Elasticidad del hormigón: $E = 15000 \cdot \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia del Hormigón: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de Fluencia del Acero: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$
- ✓ Módulo de Corte del Hormigón: $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Inercia agrietada para vigas: $0.5 \cdot I_g$.

Debido a que, en el programa Etabs, el Código Ecuatoriano de la Construcción 2001, no está considerado como alternativa para el cálculo de fuerzas sísmicas, se realizó una equivalencia con el Código UBC 94, ya que las ecuaciones para determinar el corte basal son bastante similares⁴:

$$V_{CEC} = \frac{Z \cdot I_{CEC} \cdot C_{CEC}}{\phi_P \cdot \phi_E \cdot R} \cdot W \qquad V_{UBC} = \frac{Z \cdot I_{UBC} \cdot C_{UBC}}{R} \cdot W$$

Con la diferencia en el cálculo del parámetro C:

$$C_{UBC} = \frac{1.25 \cdot S}{T^{2/3}} \qquad C_{CEC} = \frac{1.25 \cdot S^S}{T_2}$$

Por lo tanto, para obtener una equivalencia, se ha igualado los cortes de los dos códigos, y se obtuvo el parámetro I_{UBC} , que al ingresarlo como dato en el programa, nos da el cortante basal bajo los requerimientos del CEC 2001:

$$I_{UBC} = \frac{V_{CEC}}{V_{UBC}} = 0.967$$

Resumiendo, los parámetros a ingresar en el programa, para la definición de las fuerzas sísmicas serán los citados en la parte de Determinación del Corte Basal, con la variación de que el factor "I", no es el definido por el Código Ecuatoriano, sino el I_{UBC} , demostrado anteriormente.

⁴ Díaz Sigifredo, Apuntes de Aplicaciones Computacionales en Estructuras, 2011

2.3.1.1 Combinaciones de Carga

En la definición de las combinaciones de carga a considerar para el cálculo estructural, se tomaron las recomendaciones del CEC 2001, las mismas que se mantendrán en las tres alternativas, que son:

Combinación 1:	$1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L$
Combinación 2:	$0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L + 1.87 \cdot Sx)$
Combinación 3:	$0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L - 1.87 \cdot Sx)$
Combinación 4:	$0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L + 1.87 \cdot Sy)$
Combinación 5:	$0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L - 1.87 \cdot Sy)$
Combinación 6:	$0.9 \cdot D + 1.43 \cdot Sx$
Combinación 7:	$0.9 \cdot D - 1.43 \cdot Sx$
Combinación 8:	$0.9 \cdot D + 1.43 \cdot Sy$
Combinación 9:	$0.9 \cdot D - 1.43 \cdot Sy$

Donde:	D :	Carga Muerta.
	L :	Carga Viva.
	Sx :	Sismo en la dirección "x".
	Sy :	Sismo en la dirección "y".

2.3.1.2 Derivas

Las derivas de piso, son desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto al piso consecutivo, que se obtienen como consecuencia de la aplicación de fuerzas laterales en cada dirección de la estructura, y con el fin de prevenir excesivos daños no estructurales, la deriva máxima permitida según el Código Ecuatoriano de la Construcción, para hormigón armado es:

$$\Delta_M = R \cdot \Delta_E = 0.02$$

Donde:	Δ_M :	Deriva máxima inelástica, expresada como fracción de la altura de piso.
	Δ_E :	Deriva Estática.

Para el caso de la presente alternativa, se realizaron varios modelos en los cuales se fue variando secciones tanto de vigas como de columnas, buscando controlar las derivas, hasta llegar al modelo definitivo, con secciones diferentes a las pre-dimensionadas, teniendo en cuenta que la variación de estas, está gobernada por los desplazamientos de la estructura. En la tabla 2.4 se muestra las derivas obtenidas en cada uno de los niveles, y que están dentro de los límites permitidos por el CEC 2001.

Tabla 2.4 Derivas máximas de piso.

Story	Deriva en X	Deriva en Y
N +27.0	0.018	0.014
N +24.0	0.019	0.015
N +21.0	0.019	0.016
N +18.0	0.020	0.017
N +15.0	0.020	0.018
N +12.0	0.021	0.020
N +9.0	0.020	0.020
N +6.0	0.018	0.020
N +3.0	0.012	0.015
N +0.0	0.004	0.003
N -3.0	0.001	0.000
N -6.0	0.000	0.000

2.3.1.3 Modos Vibratorios

Los modos vibratorios, son propiedades dinámicas del sistema y cada uno de ellos corresponde a un período, una frecuencia y un grado de libertad, además que un modo representa la forma natural de vibración del sistema; el primer modo de vibración corresponde al primer período o también llamado período fundamental del sistema, debido a que este es el más importante y el más influyente, que junto con el segundo modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura.

Razón por la cual para el presente estudio se revisó que los dos primeros modos vibratorios sean traslacionales llevándose más del 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales. En la tabla 2.5 se muestra la participación modal de la estructura.

Tabla 2.5 Participación modal efectiva

Mode	Period	RX	RY	RZ
1	1.225	0.208	93.318	0.001
2	1.192	93.006	0.200	0.411
3	1.059	1.123	0.008	33.845
4	0.411	0.710	0.004	0.050
5	0.395	0.002	1.837	0.001
6	0.355	0.007	0.000	5.364
7	0.231	0.970	0.000	0.007
8	0.192	0.000	1.557	0.000
9	0.181	0.003	0.000	2.786
10	0.151	0.599	0.000	0.002
11	0.118	0.000	1.561	0.000
12	0.108	0.013	0.000	2.153

2.3.2 ANÁLISIS FINAL

Una vez realizada la modelación, junto con una revisión y control de los requerimientos del CEC 2001, en lo referente a cálculo estructural. A continuación en la tabla 2.6 se presenta las secciones definitivas para esta alternativa.

En el Anexo No 1 se presenta las salidas del programa Etabs en cuanto a secciones.

Tabla 2.6 Secciones Finales.

Nivel	Viga (cm)		Columna (cm)	
	b	h	b (dx)	h (dy)
Nv + 27	40	40	100	50
Nv + 24	45	45		
Nv + 21	45	55		
Nv + 18	45	55		
Nv + 15	45	60		
Nv + 12	45	60		
Nv + 9	45	60		
Nv + 6	45	60		
Nv + 3	45	60		
Nv + 0	45	60		
Nv - 3	45	55		
Nv - 6	45	55		

2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de la presente alternativa, así como de las siguientes, tiene un enfoque Sismo-Resistente, el cual se agrupa en las filosofías de: la resistencia, el control de la estructura y la disipación de energía, descartando las dos primeras filosofías por presentar inconvenientes económicos; por lo tanto, este diseño se basa en la disipación de energía, en donde el edificio es calculado para que resista en el rango elástico, unas fuerzas muy inferiores a las correspondientes al sismo de diseño, y, para el caso de ocurrir un sismo mayor, su energía será disipada por deformación inelástica con la formación de rótulas plásticas en las vigas; esto quiere decir que las vigas se deben agotar en flexión, antes que ocurra cualquier otra forma de falla en las propias vigas, en los nudos o en las columnas, la formación de rótulas plásticas implica la aparición de fisuras,

es decir que se prevé una afectación estructural en caso de sismo fuerte, el límite de resistencia elástica.⁵

2.4.1 VIGAS

Para el diseño de vigas se tomó las recomendaciones del código ACI 318, tanto para el diseño a flexión como para el diseño a corte, partiendo de los resultados del programa ETABS, una vez comprobados manualmente.

2.4.1.1 Diseño a flexión

El diseño a flexión de la viga debe garantizar que esta sea dúctil, en donde el refuerzo debe ser menor al máximo y mayor al mínimo, esto debido a que mientras más acero exista, más difícil será que la viga fluya.

Para la determinación del acero de refuerzo, se tomó los resultados del programa, junto con la utilización de las disposiciones especiales para el diseño sísmico que dicta el capítulo 21 del código ACI.

Consideraciones adoptadas en el diseño a flexión:

Acero mínimo: [ACI. 21.3.2.1]

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Acero máximo: [ACI. B.10.3.3]

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Resistencia a momento positivo en la cara del nudo: [ACI. 21.3.2.2]

No debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

⁵ Placencia Patricio, Síntesis del Diseño sismo-resistente,1999

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo y diseño a flexión

PÓRTICO 4

ELEVACIÓN Nv +24.00

Datos: VIGA

		<i>B</i>	45	cm	Condiciones:					
		<i>H</i>	45	cm	<i>As_{máx}</i>	19.51	cm ²			
		<i>D</i>	40	cm	<i>As_{min}</i>	6.00	cm ²	21.3.2.1	ACI	
9.3.2.1	ACI	ϕ	0.9	flexión	ρ_b	0.022		8.4.3	ACI	
		β_1	0.85		$\rho_{máx}$	0.011		B10.3.3	ACI	
		<i>F_y</i>	4200	kg/cm ²	ρ_{min}	0.0033				
		<i>f_c</i>	210	kg/cm ²						

Datos Etabs

		7.5			5			7.5		
As										
Etabs	<i>Asr(-)</i>	14.36	4.44	14.19	7.06	2.27	6.63	13.83	4.54	14.51
	<i>Asr(+)</i>	6.82	12.09	6.74	4.60	4.49	6.18	6.58	12.01	6.98
Calculado	<i>Asr(-)</i>	14.36	6.00	14.19	7.06	6.00	6.63	13.83	6.00	14.51
	<i>Asr(+)</i>	7.18	12.09	7.10	6.00	6.00	6.18	6.92	12.01	7.26
ϕ	18	mm								
Varillas mínimas	<i>Asr(-)</i>	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	<i>Asr(+)</i>	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
ϕ	18	mm	Inferior							
ϕ	20	mm	Superior							
Varillas	<i>Asr(-)</i>	3.0	1.0	3.0	1.0	1.0	1.0	3.0	1.0	3.0
	<i>Asr(+)</i>	1.0	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	3.0	1.0
Colocado	<i>Asr(-)</i>	14.51	8.23	14.51	8.23	8.23	8.23	14.51	8.23	14.51
	<i>Asr(+)</i>	7.63	12.72	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	12.72	7.63
$AS_{min} < AS < AS_{máx}$		ok	Ok	ok	ok	ok	ok	ok	Ok	ok
		ok	Ok	ok	ok	ok	ok	ok	Ok	ok

Resumen	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20
	2 ϕ 18	2 ϕ 18	2 ϕ 18	2 ϕ 18	2 ϕ 18	2 ϕ 18
	5 ϕ 18		3 ϕ 18		5 ϕ 18	

2.4.1.2 Diseño a corte

Como ya se mencionó la viga debe agotarse en flexión, debido a que la falla en corte es la primera y más importante causa de que la viga se vea imposibilitada de fluir, razón por la cual, el diseño a corte no se lo hace en base a la sollicitación

de cálculo, sino en base a la capacidad real a flexión de la viga, tomando en cuenta el endurecimiento del acero.

Consideraciones adoptadas en el diseño a corte:

Endurecimiento del acero: [ACI R.21.3.4.1]

La resistencia al cortante requerido se determinará usando una resistencia de al menos **1,25fy** para el refuerzo longitudinal.

$$M_{pr} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}} \cdot \left(d - 0,588 \cdot \frac{1,25 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}}}{f'_c \cdot b} \right)$$

Fuerzas de diseño: [ACI 21.3.4.1]

La fuerza cortante de diseño V_e , se determina a partir de:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

Refuerzo transversal: [ACI 21.3.4.2]

$V_c = 0$, cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculado de acuerdo a la resistencia probable, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

Diseño del refuerzo para cortante: [ACI 11.6.7.9]

$$V_s \leq 4 \cdot V_c$$

Límites de espaciamiento: [ACI 21.3.3.1]

$$s = \min \left(\frac{d}{2}; \frac{d}{4}; 8 \cdot \phi_v; 24 \cdot \phi_E; 30cm \right)$$

Refuerzo mínimo de cortante: [ACI 11.5.6.3]

$$A_{v,min} \geq 3,5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Refuerzo transversal: [ACI 21.3.3.1]

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de a luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo y diseño a corte

PÓRTICO 4

ELEVACIÓN Nv +24.00

		Datos: VIGA			Condiciones:					
		b	45	cm	S _{min}	10.0	cm	21.3.3.2	ACI	
		h	45	cm	S _{max}	30.0	cm	21.3.3.2	ACI	
		d	40	cm						
ACI	9.3.2.3	φ	0.85	corte	Columnas					
		f _y	4200	kg/cm ²	100	x	50	cm		
		f _c	210	kg/cm ²	Re	3.60	cm			
		h	3	m	R _v	5.45	cm			
		h _o	2.55	m						
Datos Etabs										
		7.5			5			7.5		
	V _D	-8.52		8.82	-2.38		5.40	-8.35		8.60
	V _L	-3.06		3.06	-0.52		1.50	-3.01		3.09
Colocado	Asr(-)	14.51	8.23	14.51	8.23	8.23	8.23	14.51	8.23	14.51
	Asr(+)	7.63	12.72	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	12.72	7.63
Diseño a Corte										
	A	1.25	ACI	21.5.1.1						21.3.4.1 ACI
	M _{pr}	26.87	16.12	26.87	16.12	16.12	16.12	26.87	16.12	26.87
		15.03	23.94	15.03	15.03	15.03	15.03	15.03	23.94	15.03
	V _{sismo}	6.45			7.79			6.45		
	V _{vertical}	17.13		17.55	4.216		10.11	16.807		17.293
	V _u	24.00			17.90			23.74		
	V _c	13.82			13.82			13.82		
	V _s	14.41			7.23			14.10		
	V _s <4V _c	ok			ok			Ok		
	s =	15	cm	ok						
	A _v	1.29			0.65			1.26		
φ	10	mm								
	Ramales	1.64			0.82			1.60		
		Ramales	φ	@	Ramales	φ	@	Ramales	φ	@
		2.00	10	15	1.00	10	15	2.00	10	15
requerido	l _o = 2-h	0.9	4.7	0.9	0.9	2.2	0.9	0.9	4.7	0.9
	l _o = l _n /4	1.6	3.3	1.6	1.0	2.6	1.0	1.6	3.8	1.6
asignado	Ramales φ 10	2.00			2.00			2.00		
	@	15	30	15	15	30	15	15	30	15
	A _v	1.57			1.57			1.57		
		OK			OK			OK		

2.4.2 COLUMNAS

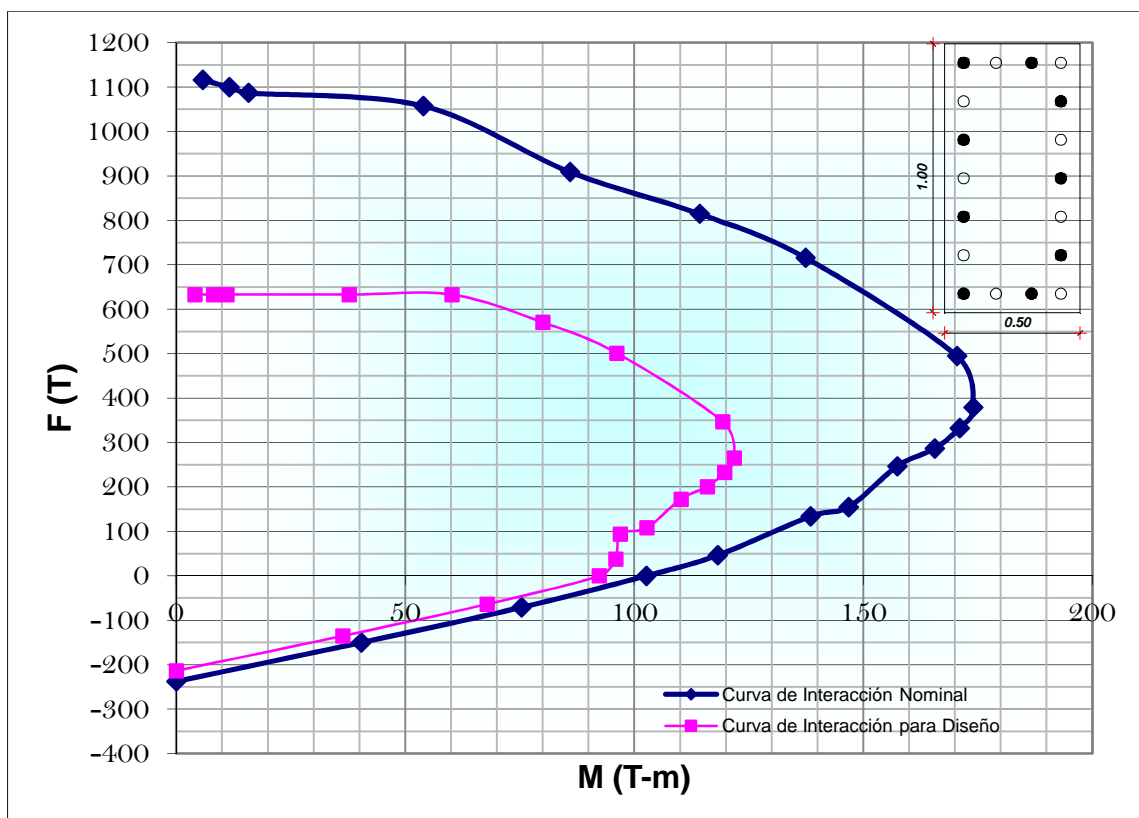
Debido a que las dimensiones de las secciones de las columnas están gobernadas por el control de derivas, la cuantía necesaria de acero longitudinal requerido es el mínimo, es decir del 1% de la sección.

2.4.2.1 Diagrama de Interacción.

El diagrama de interacción, describe el comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado, en el cual sobre el eje vertical, se dibujan las cargas axiales resistentes, y sobre el eje horizontal, se representa los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

Existe un aspecto adicional que debe ser considerado para transformar las curvas de interacción nominales en curvas de interacción para diseño de columnas, este es el factor de reducción de capacidad, que para compresión pura es de 0.70 y para flexión pura es de 0.90, lo que determina la existencia de una transición entre los dos factores para el caso combinado de flexo-compresión.

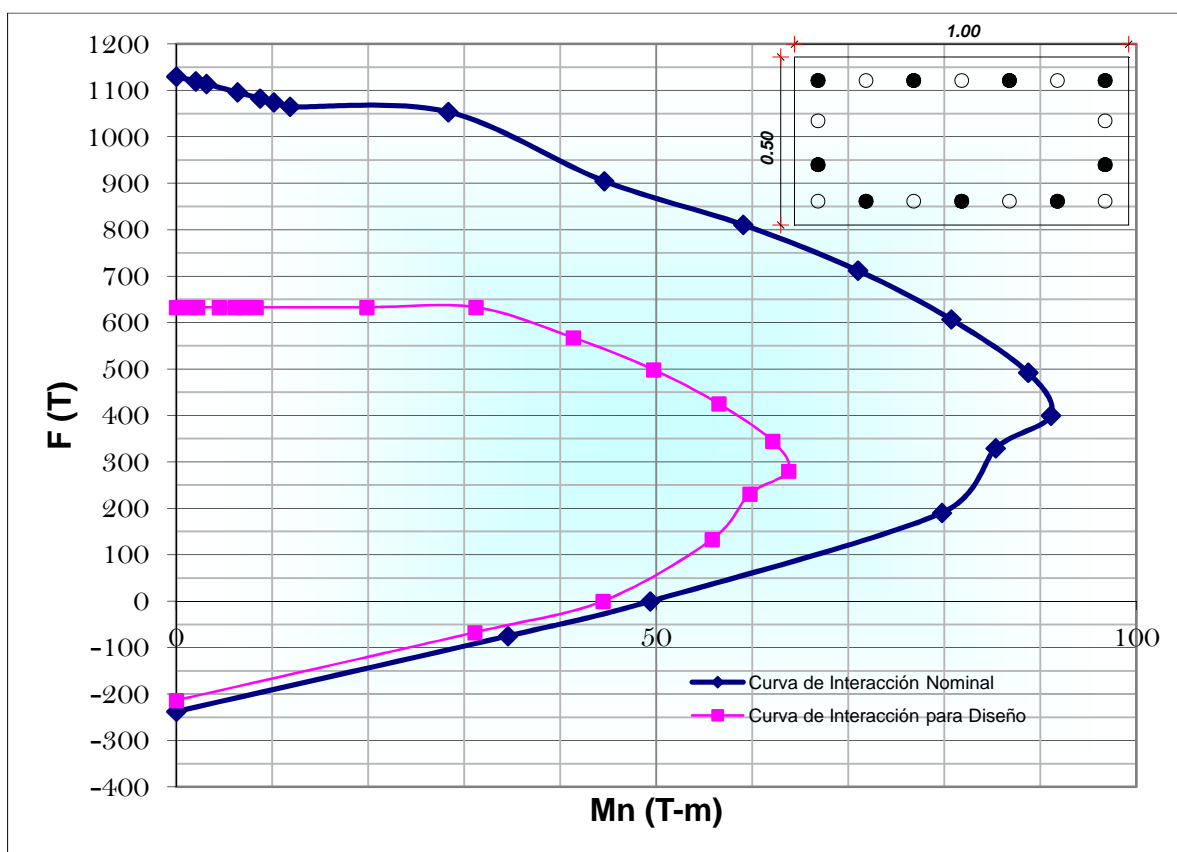
Diagrama de Interacción en la dirección "x"



A continuación se presentan los puntos más importantes de la curva de interacción.

To	237.50	T.	Capacidad a Tensión en Ausencia de Momento
Po	1130.00	T.	Capacidad a Compresión en Ausencia de Momento
Pb	455.45	T.	Carga Balanceada
Mb	174.25	T-m.	Momento Balanceado
Mo	102.61	T-m.	Capacidad a Flexión en Ausencia de Compresión

Diagrama de Interacción en la dirección “y”



A continuación se presentan los puntos más importantes de la curva de interacción.

To	237.50	T.	Capacidad a Tensión en Ausencia de Momento
Po	1130.00	T.	Capacidad a Compresión en Ausencia de Momento
Pb	427.28	T.	Carga Balanceada
Mb	92.31	T-m.	Momento Balanceado
Mo	49.37	T-m.	Capacidad a Flexión en Ausencia de Compresión

2.4.2.2 Diseño del refuerzo transversal

Para el diseño del refuerzo transversal, se debe tener en cuenta que la columna sea capaz de resistir el corte actuante, que es constante en toda su altura, el cual es calculado en base a su capacidad máxima a flexión, y que generalmente es el momento balanceado; además el refuerzo debe proporcionar el confinamiento necesario para asegurar que la capacidad a flexión de esta, se pueda desarrollar.

Consideraciones adoptadas en el diseño:

Refuerzo longitudinal: [ACI. 21.4.3.1]

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que el 1% del área de la sección.

Refuerzo transversal: [ACI. 7.10.5.3]

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de **15cm** libres de una barra apoyada lateralmente.

Límites de espaciamiento: [ACI 21.4.4.2]

$$s = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \phi_c; 10cm\right) \text{ en } l_o$$

Distribución del Refuerzo transversal: [ACI. 21.4.4.4]

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión.

$$l_o = \max\left(h; b; \frac{l_c}{6}; 45cm\right)$$

A continuación se presenta el cálculo y diseño de las columnas, que debido a que todas las columnas son las mismas en todos los niveles, se realizó un único diseño.

Diseño Columnas

9.3.2.3	ACI
---------	-----

Datos: VIGA

b	45	cm
h	55	cm
ϕ	0.85	corche
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	210	kg/cm ²
h	3	m

Condiciones:

Columnas			
50	x	100	cm
Re	3.60	cm	
Rv	5.20	cm	
ho	2.45	m	

Refuerzo Longitudinal de Columnas

	ϕ	20	mm			
	# Varillas	18				
Requerido	As	50	cm ²	1%·Ag	21.4.3.1	ACI
Asignado	As	56.55	cm ²	1.13%	ok	

Refuerzo Transversal de Columnas**Ramas Largas**

Mbxx	174.25	T-m
------	--------	-----

s_{min}	10.00	cm
$l_{o_{max}}$	100.00	cm

21.4.4.2	ACI
21.4.4.4	ACI

Confinamiento

Ac	3548.16	cm ²
Ag	5000.00	cm ²
h [*]	42.80	cm

As _{h1}	2.63	cm ²
As _{h2}	1.926	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Corte

Vu	142.24	T
Vc	34.41	T
Vs	132.94	T
Av	3.34	cm ²

	ACI
11.12.3.1	ACI
11.1.1	ACI
11.5.7.2	ACI

Requerido

lo	As _h	3.34	@	10.00	en	100.00
Asignado	Ramales	3.00	ϕ	12.00		
	As	3.39	cm ²		ok	
Medio	Av	3.34	@	12.00	en	0.45
Asignado	Ramales	3.00	ϕ	12.00		
	As	3.39	cm ²		ok	

h	50	cm
ϕ	2	cm
recubrimiento	5.20	cm
Espacios	3	cm
hileras de vari	4	cm
distancia	11.2	cm

ok

Ramas Cortas

Mbyy	92.31	T-m
------	-------	-----

s_{min}	10.00	cm
$l_{o_{max}}$	100.00	cm

21.4.4.2	ACI
21.4.4.4	ACI

Confinamiento

A_c	3548.16	cm ²
A_g	5000.00	cm ²
h^n	92.80	cm

A_{sh1}	5.70	cm ²
A_{sh2}	4.176	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Corte

V_u	75.35	T
V_c	36.41	T
V_s	52.25	T
A_v	2.78	cm ²

	ACI
11.12.3.1	ACI
11.1.1	ACI
11.5.7.2	ACI

Requerido

lo	A_{sh}	5.70	@	10.00	en	100.00
Asignado	Ramales	6.00	ϕ	12.00		
	As	6.79	cm ²		ok	
Medio	A_v	2.78	@	12.00	en	0.45
Asignado	Ramales	3.00	ϕ	12.00		
	As	3.39	cm ²		ok	

h	100	cm
ϕ	2	cm
recubrimiento	5.20	cm
Espacios	6	cm
hileras de vari	7	cm
distancia	12.93	cm

ok

2.4.3 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Tomando en consideración lo expuesto anteriormente en la filosofía de diseño sismo-resistente, en lo referente a disipación de energía, la conexión viga columna debe diseñarse buscando que la viga en flexión sea más débil que la columnas, además que al tratar de fluir el nudo no se rompa.

Por tal motivo se deben verificar las dos condiciones siguientes.

Columna fuerte – Viga débil

Nudo fuerte – Viga débil

Consideraciones adoptadas en el diseño de la conexión:

Resistencia a flexión del nudo: [ACI. 21.4.2.2]

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \cdot \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: Suma de los momentos nominales en flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

$\sum M_{nb}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

Resistencia al cortante en el nudo: [ACI. 21.5.3.1]

La resistencia nominal al cortante en el nudo no debe ser mayor que la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón en el nudo.

Límites de espaciamiento en el nudo: [ACI 21.4.4.2]

$$s = \min \left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \phi_c; 15cm \right)$$

Tensión en el nudo: [ACI. 21.5.1.1]

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es **1.25fy**.

Adherencia: [ACI. 21.5.1.4]

$$h_c \geq 20 \cdot \phi_v$$

$$h_v \geq 20 \cdot \phi_c$$

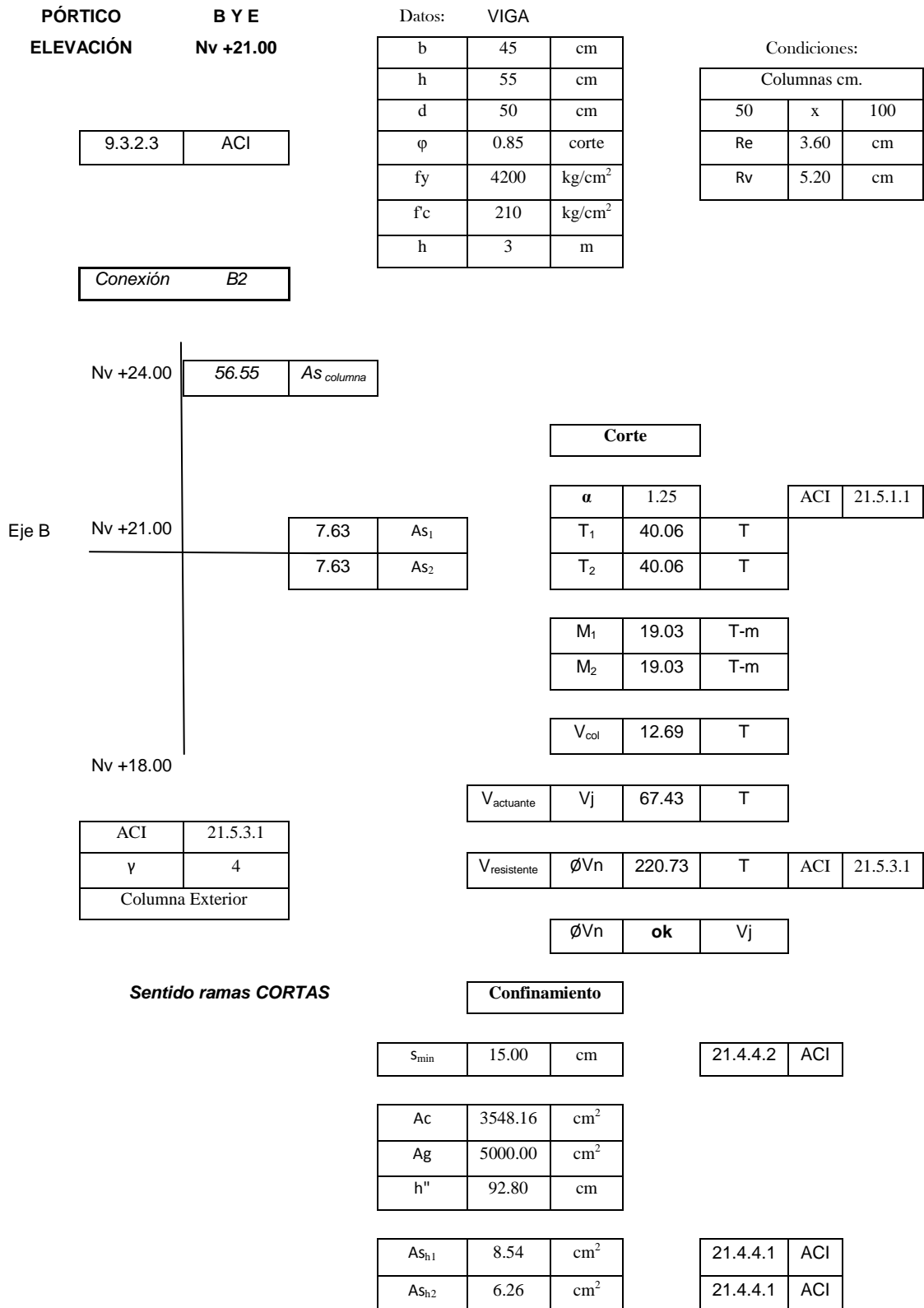
Anclaje: [ACI. 21.5.1.3]

La longitud de desarrollo disponible entre centros de estribos, tiene que ser mayor a la longitud de desarrollo requerida.

$$l_{dhrequerido} = \frac{\phi_v \cdot fy}{17.2 \cdot \sqrt{f'c}}$$

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo y diseño de las conexiones.

Diseño de la Conexión B-2, Ramales a Diseñar: Ramales Cortos



Adherencia			
hc	\geq	20 ϕ_v	ok
hv	\geq	20 ϕ_c	ok

Anclaje		
l_{dh} disponible	92.80	cm.
l_{dh} requerida	30.33	cm.

l_{dh} disponible	>	l_{dh} requerida	ok
---------------------	---	--------------------	----

Asignado	A_{S1}	8.54	@	15.00	ok
	Ramales	6.00	ϕ	14.00	
	A_s	9.24	cm ²		

Diseño de la Conexión 2-B, Ramales a Diseñar: Ramales Largos

PÓRTICO 2
ELEVACIÓN Nv +21.00

Datos: VIGA

b	45	cm
h	55	cm
d	50	cm
ϕ	0.85	corte
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	210	kg/cm ²

Condiciones:

Columnas cm		
100	x	50
Re	3.60	Cm
Rv	5.20	Cm
h	3	M

9.3.2.3	ACI
---------	-----

Conexión	2B
----------	----

Eje 2	Nv +24.00	56.55	A_s
	Nv +21.00	12.72	A_{S1}
		7.63	A_{S2}
	Nv +18.00		

Corte

α	1.25	ACI	21.5.1.1
T_1	66.78	T	
T_2	40.06	T	

M_1	30.61	T-m
M_2	19.03	T-m

V_{col}	16.55	T
-----------	-------	---

$V_{actuante}$	V_j	90.29	T
----------------	-------	-------	---

$V_{resistente}$	ϕV_n	234.04	T	ACI	21.5.3.1
------------------	------------	--------	---	-----	----------

ACI	21.5.3.1
γ	4
Columna Exterior	

ϕV_n	ok	V_j
------------	----	-------

Confinamiento

Sentido ramas largas

s_{min}	15.00	cm
-----------	-------	----

21.4.4.2	ACI
----------	-----

A_c	3548.16	cm ²
A_g	5000.00	cm ²
h''	42.80	cm

$A_{S_{h1}}$	3.94	cm ²
$A_{S_{h2}}$	2.89	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Adherencia

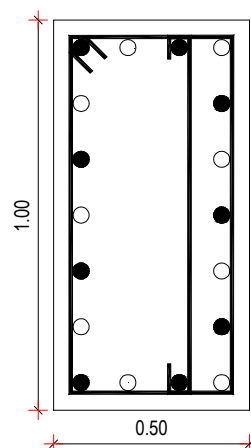
h_c	\geq	20 ϕ_v	ok
h_v	\geq	20 ϕ_c	ok

Anclaje

l_{dh} disponible	42.80	cm.
l_{dh} requerida	30.33	cm.

l_{dh} disponible	$>$	l_{dh} requerida	ok
---------------------	-----	--------------------	-----------

	A_{S_h}	3.94	@	15.00	
Asignado	Ramales	3	ϕ	14.00	
	As	4.62	cm ²		ok



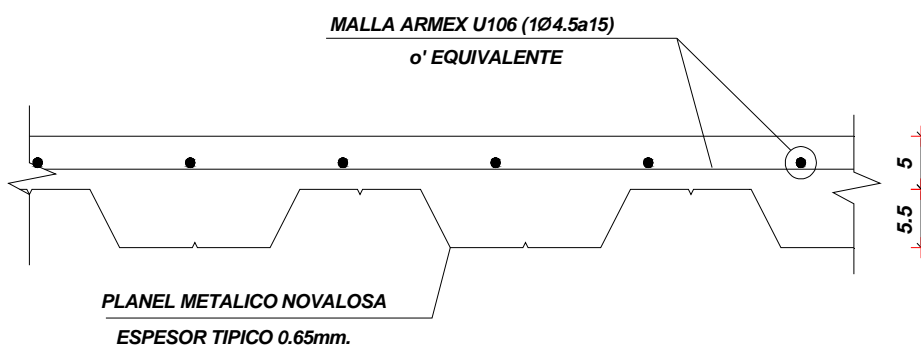
2.4.4 LOSAS

Para este tipo de losa, denominada deck, debido a que se trata de un sistema normado, el cual ha sido estudiado y está presente en el mercado con sus respectivas especificaciones técnicas, no necesita ser diseñada. Únicamente se debe revisar que los requerimientos de la estructura estén dentro de los parámetros establecidos por el fabricante.

Características de la losa adoptada:

- Espesor de la placa: 0.65 mm
- Separación de viguetas: 2.0 m

- Espesor de la losa sobre la cresta de la placa: 5.0 cm
- Resistencia del hormigón: 210 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia de la placa: 2600 kg/cm²
- Peso de la placa: 6,38 kg/m²
- Capacidad de carga: 860 kg/m²



Esquema Losa

2.4.5 PERFIL ESTRUCTURAL

En este tipo de sistemas de entrepiso, es necesario el diseño de perfiles estructurales sobre los cuales se asienta la losa deck. Para este caso, se prediseñó un perfil tipo I armado con placas soldadas, sin embargo, debido a que en el mercado ecuatoriano, los perfiles más comunes son los perfiles de lámina delgada conformados en frío, se adoptó un perfil doble G como diseño definitivo. El perfil fue diseñado bajo la norma AISI, ya que esta norma rige el diseño de los perfiles de lámina delgada conformados en frío, aplicando el método de diseño LRFD, que es el método de diseño por factores de carga y resistencia.

Para el diseño, se realizó el siguiente procedimiento:

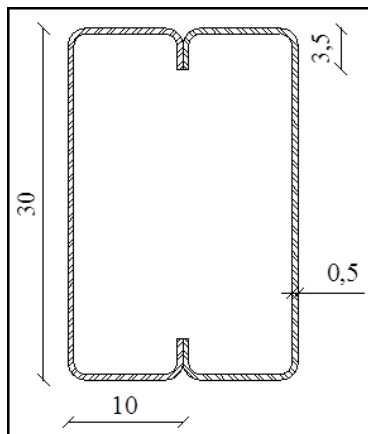
- Prediseño por deflexiones
- Cálculo de las propiedades geométricas de la sección
- Clasificación de la sección, en parcial o totalmente efectiva
- Revisión de los estados límites de diseño por flexión:
 - Fluencia Total
 - Pandeo Lateral
- Revisión por corte

A continuación se presenta un ejemplo de diseño del perfil

Datos:

Acero A36

Datos Cargas



$F_y =$	2540	Kg/cm ²	Carga Muerta	0.24	T/m ²
$E =$	2078000	Kg/cm ²	Carga Viva	0.20	T/m ²
$G =$	796100	Kg/cm ²	Peso Losa	0.17	T/m ²
			Separación viguetas	2.00	m.
$c =$	1.00		Longitud	6.00	m.
$L_b =$	600.00	cm	Carga de Diseño	0.82	T/m ²
			Carga Repartida	1.63	T/m
$j =$	0.90				
			Momento de Diseño:	7.34	T-m
$Peso =$	42.20	Kg/m	Corte de Diseño:	4.89	T

Prediseño:

$d =$	27.50	cm.
-------	-------	-----

Propiedades Geométricas de la sección:

Datos:

$A' =$	30.00	cm
$B' =$	10.00	cm
$t =$	0.50	cm
$C' =$	3.50	cm
$r =$	1.50	cm
$a =$	26.50	cm
$b =$	6.50	cm

$\alpha =$	1.00	
$c =$	1.75	cm
$u =$	2.36	cm
$\bar{a} =$	29.50	cm
$\bar{b} =$	9.50	cm
$\bar{c} =$	3.25	cm

Cálculo:

$A =$	52.42	cm ²
$I_x =$	6820.17	cm ⁴
$J =$	5.17	cm ⁴
$C_w =$	0.00	cm ⁶

$S_x =$	454.68	cm ³
$I_y =$	3270.58	cm ⁴
$r_y =$	7.90	cm
$r_x =$	12.00	cm
$\mu =$	0.30	Acero

$W_f =$	6.50	cm
$W_w =$	26.50	cm

$$\left(\frac{W}{t}\right)_f = \boxed{13.00}$$

$$\left(\frac{W}{t}\right)_w = \boxed{53.00}$$

Suponiendo:

$$y_{ec} = y_{et}$$

$$f_1 = f_2$$

$$2400$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

Patín

$$f =$$

$$2400$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

$$k =$$

$$4$$

Elemento no Rigidizado

(B 2.1-5)
$$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

Fcr =	44452	Kg/cm ²
--------------	-------	--------------------

(B 2.1-4)
$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

λ =	0.232
------------	-------

λ	<	0.673
---	---	-------

 (B 2.1-1)
$$b = w$$

b =	6.50	cm
-----	-------------	----

Alma

f =	2400	Kg/cm ²
------------	------	--------------------

k =	4
-----	---

Elemento Rigidizado

(B 2.1-5)
$$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

Fcr =	10698	Kg/cm ²
--------------	-------	--------------------

(B 2.1-4)
$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

λ =	0.474
------------	-------

λ	<	0.673
---	---	-------

 (B 2.1-1)
$$b = w$$

b =	26.50	cm
-----	--------------	----

Sección efectiva del Perfil

Totalmente efectiva

Ae =	52.42	cm ²
Ixe =	6820.17	cm ⁴
Sxe =	454.68	cm ³

Fluencia Total.

Mn =	1091228	Kg-cm
Mn =	10.91	T-m

Ma =	9.82	T-m
------	-------------	-----

ok

Pandeo Lateral

Cb =	1.14
ro =	14.37
ky =	1.00

(C 3.1.2.1-4)
$$F_e = \frac{C_b \cdot r_o \cdot A}{S_f} \cdot \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t}$$

Fe =	2196	Kg/cm ²
-------------	------	--------------------

(C 3.1.2.1-8)
$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2}$$

σey =	3554	Kg/cm ²
--------------	------	--------------------

(C 3.1.2.1-9)
$$\sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_o^2} \cdot \left(G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_t \cdot L_t)^2} \right)$$
 $\sigma_t =$

381	Kg/cm ²
-----	--------------------

$0.56 \cdot Fy =$	1422	Kg/cm ¹
$2.78 \cdot Fy =$	7061	Kg/cm ²
$0.56 \cdot Fy$	>	Fe

> $2.78 \cdot Fy$

(C 3.1.2.1-2)
$$F_c = \frac{10}{9} \cdot Fy \cdot \left(1 - \frac{10 \cdot Fy}{36 \cdot Fe} \right)$$
 $F_c =$

1916	Kg/cm ²
------	--------------------

Mn =	870968	Kg-cm
Mn =	8.71	T-m
Ma =	7.84	T-m

ok

Revisión por Corte:

$\left(\frac{W}{t} \right)_w =$

53.00

 $\phi_v =$

0.95

(C3.2.1-1) $V_n = A_w \cdot F_v$

Donde: $A_w = d \cdot t_w$

kv =	5.34	Alma no reforzadas
------	-------------	--------------------

$\sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}$

66.10

$1.51 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}$

99.81

Entonces: $\sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}} \leq \left(\frac{W}{t} \right)_w \leq 1.51 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}$

(C3.2.1-3) $F_v =$

1901	Kg/cm ²
-------------	--------------------

$$F_v = \frac{0.60 \cdot \sqrt{E \cdot k_v \cdot Fy}}{\left(\frac{h}{t} \right)}$$

Aw =	13.25	cm ²
------	--------------	-----------------

Vn =	25183	Kg
------	--------------	----

Vn =	25.18	T
------	--------------	---

Vu =	23.92	T
------	--------------	---

ok

2.4.6. CIMENTACIONES

Para la cimentación de la edificación se realizaron varios tipos de zapatas, llegando a determinarse como óptima una zapata combinada sobre la cual se asienta una viga de cimentación, debido a la ubicación de columnas y a la gran diferencia de cargas de ellas.

En una cimentación combinada se asume que la distribución de presiones es lineal bajo la zapata y si la resultante de las presiones coincide con el centro de gravedad de esta, la presión se asume ser uniformemente repartida⁶.

Razón por la cual se adoptó una cimentación suficientemente rígida en un suelo uniforme.

Consideraciones adoptadas en el diseño de la cimentación:

Esfuerzo admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = 25 \text{ t/m}^2$$

Viga de gran altura: [ACI. 10.7]

Debido a la gran dimensión de la viga de cimentación, esta se considera de gran altura, ya que cumple los requisitos del numeral 10.7.1

$$l_n \leq 4 \cdot h_v$$

Refuerzo mínimo a flexión: [ACI. 10.7.3]

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Refuerzo máximo a flexión: [ACI. RB.10.3.3]

$$A_{s_{max}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Cortante nominal máximo: [ACI. 11.8.3]

$$V_{n_{max}} \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

⁶ Valverde Jorge, Diseño de Cimentaciones y Pilotes, 2003

Refuerzo transversal mínimo: [ACI. 11.8.4]

$$A_{vmin} = 0.0025 \cdot b \cdot s$$

Límites de espaciamiento del refuerzo: [ACI 11.8.4]

$$s = \min\left(\frac{d}{5}; 30\text{cm}\right)$$

Longitud elástica de la zapata⁷:

$$\lambda \cdot L = \sqrt[4]{\frac{K_B \cdot L^4}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$\lambda \cdot L < \frac{\pi}{4} \rightarrow \text{Cimentación rígida}$$

$$\lambda \cdot L > \pi \rightarrow \text{Cimentación flexible}$$

A continuación se presenta un ejemplo de diseño de la cimentación

Diseño Zapata

Datos		
<i>b</i>	100.0	cm
<i>Rec.</i>	7.5	cm
<i>h</i>	30.0	cm
<i>d</i>	22.5	cm
σ	25	t/m ²
<i>B</i>	170.0	cm
<i>B_v</i>	80.0	cm
ϕ Corte	0.85	
ϕ Flexión	0.9	
<i>f'_c</i>	210.0	kg/cm ²
<i>f_y</i>	4200.0	kg/cm ²

<i>q</i>	43	Ton/m
<i>h_v</i>	280.0	cm
<i>d_v</i>	272.5	cm

Diseño a corte		
<i>L_v</i>	22.5	cm
<i>V_u</i>	5.625	Ton/m
ϕV_c	14.69	Ton/m
<i>V_u</i>	<	ϕV_c

ACI (11-3)

Ok

Diseño a Flexión		
<i>L_f</i>	45	cm
<i>M_u</i>	2.5313	Ton-m/m
<i>k</i>	0.0265	
ρ	0.0013	
ρ_{min}	0.0018	
ρ_b	0.0214	
ρ_{max}	0.0107	
<i>A_{Smin}</i>	4.05	cm ²

ACI 7.12.2.1 (b)

ACI (B-1)

⁷ Gachet Paúl, Apuntes de Hormigón Armado, 2011

As longitudinal		
P	0.0018	
As	6.8850	cm ²
As asignado		
Φ	12	mm
S	16.4	cm

As _{max}	24.1	cm ²
As _{req}	3.02	cm ²
As asignado		
φ	12	mm
s	37.4	cm

Poner mínimo

1	φ	12	@	37.0	cm
----------	----------	-----------	----------	-------------	-----------

1	φ	12	@	16.0	cm
----------	----------	-----------	----------	-------------	-----------

Diseño Viga de Cimentación**Diseño a corte**

Vn _{max}	837.17	T.	[11.8.3]
Vu	209.57	T.	
Vn	<	Vn _{max}	Ok

φVc	142.32	T.	ACI (11-3)
Vs	79.12	T.	

s _{max}	30	cm	[11.8.4]
s	20	cm	
Av _{req}	1.38	cm ²	[11.5.7.2]
Av _{min}	4.00	cm ²	[11.8.4]

φ	12	mm
---	----	----

Ramales 4.0

2	E	φ	12	@	20.0	cm
----------	----------	----------	-----------	----------	-------------	-----------

Refuerzo por cortante horizontal en caras laterales

s _{max}	30	cm	[11.8.5]
Av _{hmin}	3.60	cm ²	[11.8.5]
Av _{h asig}	8.84	cm ²	Recomendación

φ	10	mm
#	11	

Diseño de Viga

Datos

ρ_{min}	0.0018	[10.7.3]	[10.5]	y	[10.5.4]	[7.12]
ρ_b	0.0214					
ρ_{max}	0.0161	[RB 10.3.3]				

L	5		6.5		5.5		5.5		6.5		5	
Pu	58.25	224.38		303.1		284.48		302.07		224.72	58.5	
V	-58.25	155.75	-68.63	209.57	-93.53	141.87	-142.61	92.79	-209.28	68.92	-155.8	58.2
M	-39.64	243.75	188.73	701.81	599.61	835.96	599.59	700.17	188.51	244.00	-39.57	

Diseño a Flexión

A_{sreq}	39.24	39.24	39.24	70.85	56.89	85.07	56.88	70.68	39.24	39.24	39.24
------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$A_{sassigned}$												
ϕ	25	mm										
	8		8	8	8	8	8	8	8	8	8	
ϕ	25	mm										
	0		0	0	7.00	4	10.00	4	7.00	0	0.00	0

$A_{sassigned}$											
	39.27	39.27	39.27	73.63	58.90	88.36	58.90	73.63	39.27	39.27	39.27
	ok	Ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Resumen	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25	
	8 ϕ 25		8 ϕ 25	15 ϕ 25	15 ϕ 25	12 ϕ 25	28 ϕ 25	28 ϕ 25	12 ϕ 25	15 ϕ 25	15 ϕ 25	8 ϕ 25	8 ϕ 25

2.5. PLANOS ESTRUCTURALES

En los planos estructurales, se presenta los resultados de cada uno de los diseños de los elementos que conforman la estructura, con sus respectivos detalles.

Consideraciones adoptadas en la elaboración de Planos:

Refuerzo transversal: [ACI. 21.3.3.2]

El primer estribo cerrado de confinamiento, debe estar situado a no más de **5.0cm** de la cara del apoyo.

Longitud de desarrollo en Tensión: [ACI. 12.2.2]

$$l_d = \left(\frac{fy \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{6.6 \cdot \sqrt{f'c}} \right) \rightarrow \forall \varphi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$l_d = \left(\frac{fy \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{5.3 \cdot \sqrt{f'c}} \right) \rightarrow \forall \varphi \geq 22 \text{ mm.}$$

Longitud de desarrollo en Compresión: [ACI. 12.3.2]

$$l_{dc} = \max \left[\left(\frac{0.075 \cdot fy}{\sqrt{f'c}} \right) \cdot d_b ; (0.0043 \cdot fy) \cdot d_b \right]$$

Traslape en Tensión: [ACI. 12.15.1]

$$\text{Traslape} = 1.3 \cdot l_d$$

Traslape en Compresión: [ACI. 12.16.1]

$$\text{Traslape} = 0.0071 \cdot fy \cdot d_b$$

Gancho Sísmico: [ACI. 21.1]

Gancho de un estribo de confinamiento, con un dobléz no menor a 135°, los ganchos deben tener una extensión de **6 d_b** pero no menor que **7.5cm**.

A continuación se presentan los planos estructurales para esta alternativa.

2.6. ESTUDIO ECONÓMICO DEL SISTEMA ALTERNATIVO LIVIANO.

2.6.1 VOLÚMENES DE OBRA

Para establecer el cuadro de cantidades de obra, de esta alternativa, se consideró únicamente los rubros referentes a la obra muerta, descartando, aquellos que serán comunes en cantidad y costo en las tres alternativas propuestas, debido a que su incidencia será la misma y no afectarán en el análisis comparativo final.

Los volúmenes de obra, fueron calculados en base a los planos estructurales de cada una de las alternativas.

En la Tabla 2.7 Se presenta el cuadro de cantidades de obra de la alternativa #1.

Tabla 2.7 Cantidades de Obra Alternativa #1.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
ESTRUCTURA		
Replanteo de hormigón simple $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$	m^3	13.68
Hormigón en vigas de cimentación $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	385.56
Hormigón en columnas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	380.00
Hormigón en vigas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	570.09
Hormigón en losas $h=0.05 \text{ m}$ $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	484.65
Placa Colaborante para losa $e=0.65\text{mm}$.	m^2	7,323.00
Acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	192,769.88
Acero estructural y pintura anticorrosiva	kg	101,955.20
Malla electrosoldada $\varnothing 4.5\text{mm}$ c/.15	m^2	4,492.00
Malla electrosoldada $\varnothing 5\text{mm}$ c/.10	m^2	2,831.00
MAMPOSTERÍA		
Mampostería de bloque 0,15	m^2	1,916.19
Mampostería de bloque 0,10	m^2	564.32
Mampostería de bloque 0,20	m^2	1,836.20
Paredes de Gypsum	m^2	3,257.78

REVESTIMIENTOS		
Enlucido vertical interior	m ²	5,451.44
Enlucido vertical exterior	m ²	2,579.57

2.6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

En el análisis de precios unitarios, se tomó en consideración la actual base de datos de la Cámara de la Construcción de Quito, los mismos que se manejan en el software ProExcel, programa muy útil en la elaboración de presupuestos.

A continuación se presenta un ejemplo del análisis de precios unitarios del rubro Acero Estructural y pintura Anticorrosiva.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS									
CODIGO:	506908	CODIGO ALTERNO:	...	RENDIMIENTO:	0.1300	Horas/kg			
DESCRIPCION:	PERFILERIA METALICA PARA ESTRUCTURA Y REFORZAMIENTOS			C. DIRECTO:	2.29	100.01			
UNIDAD:	kg			C.INDIRECTO:	0.00%	0.00			
ESPECIFICACION				C.TOTAL:	2.29				
EQUIPO									
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	REND.	TOTAL	%	
200003	Soldadora electrica 300 a		Hora	1.00	1.00	0.1333	0.13	5.68	
200006	Taladro electrico		Hora	1.10	1.00	0.1333	0.15	6.55	
							TOTAL EQUIPO (A)	0.28	12.23
MANO DE OBRA									
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	S.R.H.	CANTIDAD	REND.	TOTAL	%	
400054	Ayudante de albañil		Hora	2.13	1.00	0.1333	0.28	12.23	
400004	Maestro de obra		Hora	2.13	1.00	0.1333	0.28	12.23	
400009	Ayudante de maquinaria		Hora	2.13	1.00	0.1333	0.28	12.23	
400005	Inspector		Hora	2.13	0.10	0.1333	0.03	1.31	
							TOTAL MANO DE OBRA (B)	0.87	38.00
MATERIALES									
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD		CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104939	ANTICORROSIVO		gl		0.0100	13.91	0.14	6.11	
106379	THINNER		gl		0.0100	7.40	0.07	3.06	
101363	ELECTRODO # 6011 1/8		kg		0.0500	2.64	0.13	5.68	
105921	PERFIL METALICO (C/G)		kg		1.0000	0.80	0.80	34.93	
							TOTAL MATERIALES	1.14	49.78
TRANSPORTE									
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	DISTANCIA	TOTAL	%	
							TOTAL TRANSPORTE	0.00	0.00

En el Anexo No 2, se presenta los análisis de precios unitarios para la presente alternativa.

2.6.3 ANÁLISIS DE COSTOS INDIRECTOS

Los costos indirectos, son todos aquellos gastos que se realizan para la ejecución de un proyecto y que no han sido considerados como costo directo.⁸

Por lo tanto, por tratarse de gastos técnico – administrativos, los cuales serán los mismos en los tres casos, no han sido considerados dentro del presupuesto final, en ninguna de las alternativas propuestas.

2.6.4 PRESUPUESTO FINAL

Una vez obtenidos los volúmenes de obra de la alternativa #1, y con la ayuda del programa ProExcel, realizado el análisis de precios unitarios para cada uno de los rubros, el presupuesto final para el sistema alternativo liviano se presenta en la tabla 2.8

Tabla 2.8 Presupuesto Final, Alternativa #1.

No	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	ESTRUCTURA				849,985.36
1	Replanteo de hormigón simple f'c= 140 kg/cm ²	m ³	13.68	72.39	990.30
2	Hormigón en vigas de cimentación f'c= 210 kg/cm ²	m ³	385.56	96.68	37,275.94
3	Hormigón en columnas f'c= 210 kg/cm ²	m ³	418.00	214.71	89,748.78
4	Hormigón en vigas f'c= 210 kg/cm ²	m ³	640.31	198.72	127,242.40
5	Hormigón en losa f'c= 210 kg/cm ²	m ³	484.65	76.57	37,109.65
6	Placa Novalosa	m ²	7,323.00	10.17	74,474.91
7	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ²	kg	192,769.88	1.08	208,191.47
8	Acero estructural y pintura anticorrosiva	kg	101,955.20	2.29	233,477.41
9	Malla electrosoldada Ø 4.5mm c/.15	m ²	4,492.00	4.96	22,280.32
10	Malla electrosoldada Ø 5mm c/.10	m ²	2,831.00	6.78	19,194.18
	MAMPOSTERÍA				126,894.84
11	Mampostería de bloque 0,15	m ²	1,916.19	7.47	14,313.94
12	Mampostería de bloque 0,10	m ²	564.32	7.01	3,955.88
13	Mampostería de bloque 0,20	m ²	1,836.20	9.48	17,407.18
14	Paredes de Gypsum	m ²	3,257.78	28.00	91,217.84
	REVESTIMIENTOS				40,237.26
15	Enlucido vertical interior	m ²	5,451.44	4.84	26,384.97
16	Enlucido vertical exterior	m ²	2,579.57	5.37	13,852.29
			TOTAL:		1,017,117.46

SON :UN MILLÓN DIECISIETE MIL CIENTO DIECISIETE dólares CUARENTA Y SEIS centavos

⁸ Cámara de la Construcción de Quito, Manual de Costos en la Construcción, 2001.

CAPÍTULO 3

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA TRADICIONAL CON LOSAS PLANAS

3.1 FUERZAS DE DISEÑO

Para el cálculo de las fuerzas de diseño de origen sísmico que afectarán a la estructura de la alternativa # 2, se tomaron las mismas consideraciones adoptadas en el capítulo 2 en el numeral 2.1 referente a fuerzas de diseño.

3.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

Para determinar las cargas verticales actuantes sobre el edificio, se realizó un análisis del peso de las paredes de mampostería de bloque, junto con los pesos adicionales que aportan: el cielo falso, el masillado y los acabados; a continuación se realizará un detalle de las cargas.

3.1.1.1 Carga muerta.

Paredes de Mampostería de bloque.

Las paredes de mampostería, se conforman por hileras de bloques alivianados de hormigón vibro-comprimidos de 10x20x40, con un peso de 10.4 kg por unidad⁹, ligados artesanalmente mediante mortero, sobre las cuales se coloca una superficie de enlucido de 1.0 cm a cada lado de la pared. Dando como resultado una mampostería de 10cm con un peso de 150 Kg/m², y una mampostería de 20cm con un peso de 280 Kg/m².

En lo referente a masillado, cielo falso y acabados de piso, se tomaron las mismas consideraciones tomadas para la alternativa # 1.

⁹ www.superblock.com.mx

3.1.1.2 Carga Viva

Para la determinación de la carga viva, se consideró el uso de cada piso, y se adoptaron las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001); en el que especifica que para residencias el valor de carga viva será de 200 kg/m^2 ; para Oficinas será de 250 Kg/m^2 , y; para parqueaderos de 200 Kg/m^2 .

3.1.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cortante total de diseño V , que será aplicado a la estructura se determina mediante las expresiones descritas en el capítulo 2.

3.1.2.1 Consideraciones Alternativa # 2

$Z = 0.4$	Provincia de Pichincha, zona sísmica IV
$I = 1$	Todas las estructuras de edificación
$\Phi_p = 1$	Estructura regular en planta
$\Phi_E = 1$	Estructura regular en elevación
$R = 8$	Sistemas Estructurales de pórticos, de hormigón armado con losas planas
$h_n = 27$	Elevación de la estructura
$C_t = 0.08$	Para pórticos espaciales de hormigón armado
$S = 1,2$	Suelos intermedios
$C_m = 3.0$	Suelos Intermedios

$$T_1 = 0.08 \cdot 27^{3/4} = 0.948 \text{ s.}$$

$$T_2 = 1.3 \cdot T_1 = 1.232 \text{ s.}$$

$$C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{1.232} = 1.263$$

$$V = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1.263}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W = 0.063 \cdot W$$

$$V = \mathbf{6.31\% W}$$

3.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales

En la tabla 3.1 se detalla la distribución de fuerzas laterales por piso considerando únicamente el peso por mampostería debido a que es el único dato real inicial para realizar un prediseño. El cálculo de las fuerzas laterales totales serán distribuidas de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral en el nivel i .

W_i = Peso asignado a cada nivel de la estructura.

h_i = Altura de cada piso.

Tabla 3.1 Distribución del corte basal.

Nivel	h_i	w_i	$w_i h_i$	F_i	S
$m.$	$m.$	$T.$	$T \cdot m.$	$T.$	$T.$
Nv + 27.00	27	104.49	2821.31	13.74	13.74
Nv + 24.00	24	165.74	3977.70	19.37	33.11
Nv + 21.00	21	165.74	3480.49	16.95	50.06
Nv + 18.00	18	165.74	2983.28	14.53	64.59
Nv + 15.00	15	165.74	2486.06	12.11	76.70
Nv + 12.00	12	165.74	1988.85	9.69	86.39
Nv + 9.00	9	165.74	1491.64	7.26	93.65
Nv + 6.00	6	165.74	994.43	4.84	98.50
Nv + 3.00	3	165.74	497.21	2.42	100.92
Nv + 0.00	0	172.21	0.00	0.00	100.92

$W =$	1602.61	$T.$
$\Sigma W_i \cdot h_i =$	20720.97	$T \cdot m.$
$V =$	100.92	$T.$

3.2 PREDISEÑO

En base a los planos arquitectónicos del proyecto adoptado, se realizó un análisis de cargas por piso, el cual sirvió para realizar un prediseño de los elementos estructurales que conforman la alternativa # 2.

3.2.1 COLUMNAS

De igual manera que para la alternativa # 1 para el prediseño de columnas se adoptó los criterios planteados en el curso de hormigón armado III, partiendo del diagrama de interacción de la columna obteniéndose la expresión.

$$Ag_{(cm^2)} = \frac{Pu_{(kg)}}{80}$$

Tabla 3.2 Prediseño de Columna

Columna		D4
Pu	394894	<i>Kg</i>
Ag	4936	<i>cm²</i>
b	65	<i>cm</i>
h	80	<i>cm</i>

3.2.2 LOSA

El prediseño de la losa se lo realizó de acuerdo a las consideraciones del capítulo 9 del ACI, con la tabla 9.5 (c), que establece los espesores mínimos de losas macizas sin vigas interiores.

$$h = \frac{l_n}{30} = \frac{7.5 - 0.8}{30} = \mathbf{23 \text{ cm}}$$

Debido a que esta fórmula es aplicada a losas macizas, para el caso de estudio, de una losa nervada con aliviamientos removibles de 60x60 cm, nervios de 10cm y una loseta de compresión de 5cm de espesor, se realizó una equivalencia de inercias, con el objetivo de obtener un peralte equivalente al calculado, dando como resultado un losa nervada con una altura de 35cm.

3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el Anexo No 3 se presenta las salidas del programa Etabs en cuanto a secciones.

3.3.1 MODELACIÓN

Para esta alternativa se tomaron las siguientes consideraciones:

- ✓ Peso específico del hormigón: $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$.
- ✓ Módulo de Elasticidad del hormigón: $E = 15000 \cdot \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia del Hormigón: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de Fluencia del Acero: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$
- ✓ Módulo de Corte del Hormigón: $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Inercia agrietada para losas: $0.5 \cdot I_g$.
- ✓ $I_{UBC} = \frac{V_{CEC}}{V_{UBC}} = 0.967$

Resumiendo, los parámetros a ingresar en el programa, para la definición de las fuerzas sísmicas serán los citados en la parte de Determinación del Corte Basal, con la variación de que el factor "I", no es el definido por el Código Ecuatoriano, sino el I_{UBC} , demostrado anteriormente.

3.3.1.1 Derivas

Para el caso de la presente alternativa, se realizaron varios modelos en los cuales se fue variando secciones tanto las columnas como el peralte de la losa, buscando controlar las derivas, hasta llegar al modelo definitivo, con secciones diferentes a las pre-dimensionadas, teniendo en cuenta que la variación de estas, está gobernada por los desplazamientos de la estructura. En la tabla 3.3 se muestra las derivas obtenidas en cada uno de los niveles, y que están dentro de los límites permitidos por el CEC 2001.

Tabla 3.3 Derivas máximas de piso.

Story	Deriva en X	Deriva en Y
N +27.0	0.015	0.009
N +24.0	0.017	0.011
N +21.0	0.018	0.014
N +18.0	0.020	0.016
N +15.0	0.021	0.018
N +12.0	0.020	0.019
N +9.0	0.019	0.020
N +6.0	0.017	0.018
N +3.0	0.011	0.013
N +0.0	0.004	0.003
N -3.0	0.001	0.000
N -6.0	0.000	0.000

3.3.1.2 Modos Vibratorios

Los modos vibratorios, fueron revisados con las mismas consideraciones que en la alternativa # 1, en la tabla 3.4 se presenta la participación modal efectiva de la presente alternativa.

Tabla 3.4 Participación modal efectiva

Mode	Period	RX	RY	RZ
1	1.211	0.124	93.975	0.000
2	1.154	92.387	0.121	0.943
3	1.059	2.298	0.003	38.223
4	0.354	0.681	0.001	0.039
5	0.328	0.001	2.073	0.000
6	0.301	0.004	0.000	6.726
7	0.188	1.407	0.000	0.006
8	0.152	0.000	2.004	0.000
9	0.143	0.002	0.000	3.812
10	0.119	0.811	0.000	0.003
11	0.096	0.000	1.271	0.000
12	0.087	1.573	0.000	0.008

3.3.2 ANÁLISIS FINAL

Una vez realizada la modelación, junto con una revisión y control de los requerimientos del CEC 2001, en lo referente a cálculo estructural, se obtuvo como resultado unas columnas de 70x140cm, y una losa alivianada nervada de 40cm de peralte, con alivianamientos de 60x60cm removibles, nervios de 12.5cm y una loseta de compresión de 5cm.

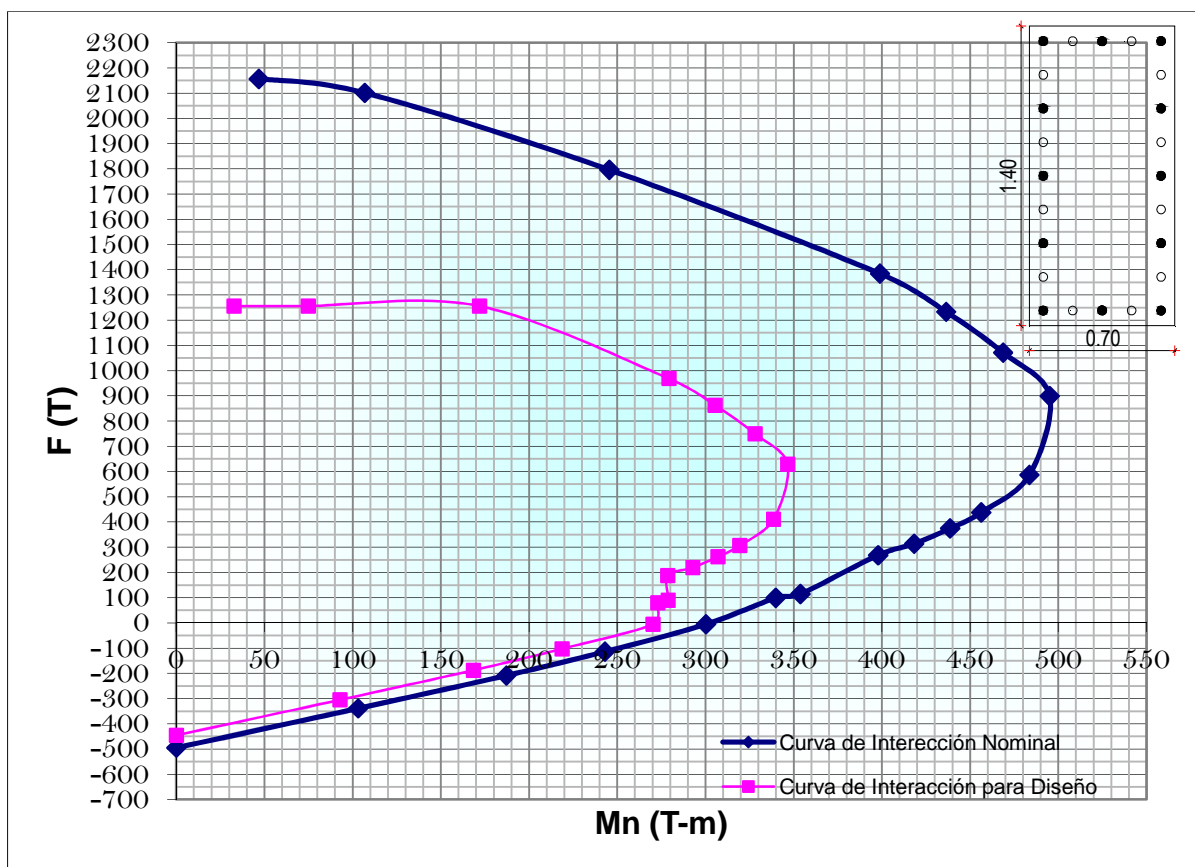
3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.4.1 COLUMNAS

De igual manera que en la alternativa # 1 las secciones de las columnas están gobernadas por el control de derivas, la cuantía necesaria de acero longitudinal requerido es el mínimo, es decir del 1% de la sección.

3.4.1.1 Diagrama de Interacción

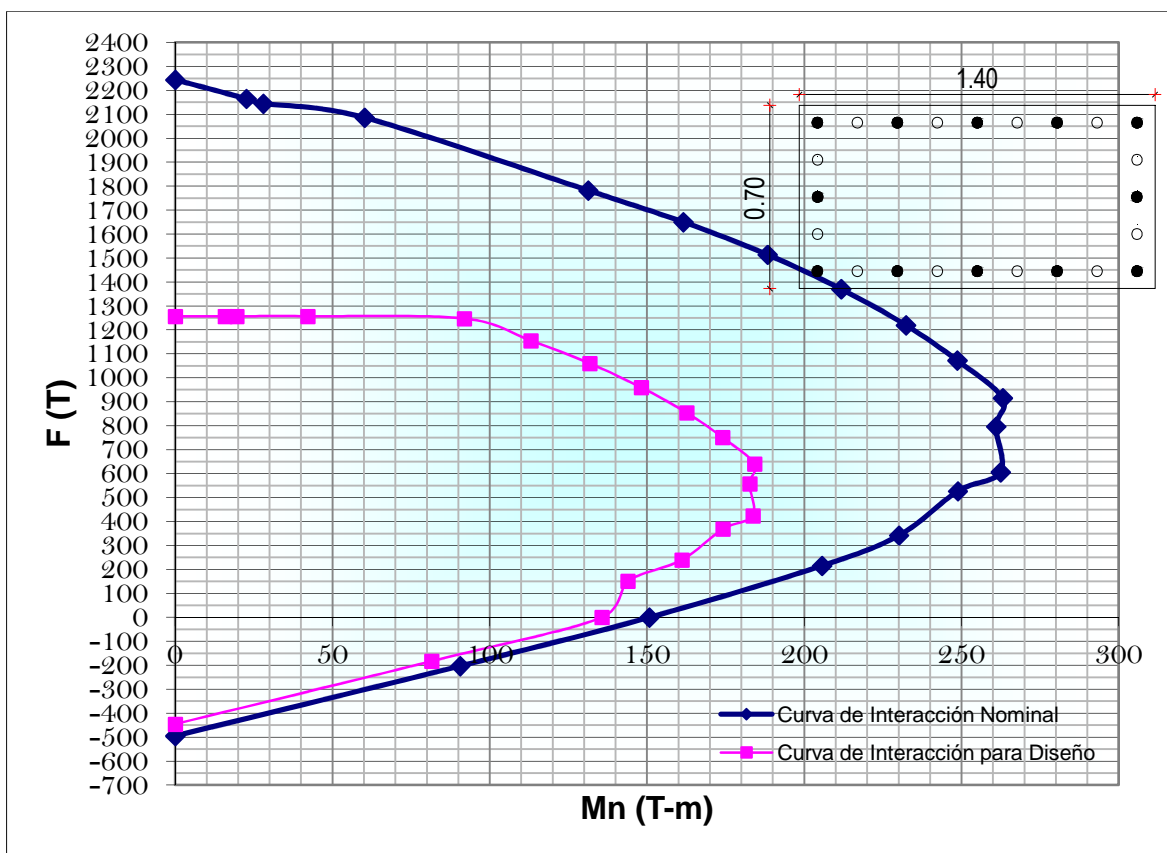
Diagrama de Interacción en la dirección "x"



A continuación se presentan los puntos más importantes de la curva de interacción.

To	494.80	T.	Capacidad a Tensión en Ausencia de Momento
Po	2244.10	T.	Capacidad a Compresión en Ausencia de Momento
Pb	914.69	T.	Carga Balanceada
Mb	494.37	T-m.	Momento Balanceado
Mo	300.19	T-m.	Capacidad a Flexión en Ausencia de Compresión

Diagrama de Interacción en la dirección "y"



A continuación se presentan los puntos más importantes de la curva de interacción.

To	494.80	T.	Capacidad a Tensión en Ausencia de Momento
Po	2244.10	T.	Capacidad a Compresión en Ausencia de Momento
Pb	882.34	T.	Carga Balanceada
Mb	265.87	T-m.	Momento Balanceado
Mo	150.71	T-m.	Capacidad a Flexión en Ausencia de Compresión

3.4.1.2 Diseño del refuerzo transversal

De igual manera que en la alternativa # 1, el refuerzo transversal, debe ser capaz de resistir el corte actuante y de proporcionar el confinamiento requerido.

Consideraciones adoptadas en el diseño

Refuerzo longitudinal: [ACI. 21.4.3.1]

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que el 1% del área de la sección.

Refuerzo transversal: [ACI. 7.10.5.3]

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de **15cm** libres de una barra apoyada lateralmente.

Límites de espaciamiento: [ACI 21.4.4.2]

$$s = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \phi_c; 10\text{cm}\right) \text{ en } l_o$$

Distribución del Refuerzo transversal: [ACI. 21.4.4.4]

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión.

$$l_o = \max\left(h; b; \frac{l_c}{6}; 45\text{cm}\right)$$

A continuación se presenta el cálculo y diseño de las columnas, que debido a que todas las columnas son las mismas en todos los niveles, se realizó un único diseño.

Diseño de Columnas

9.3.2.3	ACI
---------	-----

Datos: VIGA

b	60	cm
h	40	cm
ϕ	0.85	corte
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	210	kg/cm ²
h	3	m

Condiciones:

Columnas			
70	X	140	cm
Re	3.60	cm	
Rv	5.20	cm	
ho	2.6	m	

Diseño de Refuerzo**Longitudinal**

	ϕ	25	mm			
	# Varillas	24				
Requerido	As	98	cm ²	1%-Ag	21.4.3.1	ACI
Asignado	As	117.81	cm ²	1.20%	ok	

Refuerzo Transversal de Columnas**Ramas Largas**

Mbxx	494.37	T-m
------	--------	-----

S _{min}	10.00	cm
l _o _{max}	140.00	cm

21.4.4.2	ACI
21.4.4.4	ACI

Confinamiento

Ac	7724.16	cm ²
Ag	9800.00	cm ²
h"	62.80	cm

AS _{h1}	2.53	cm ²
AS _{h2}	2.826	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Corte

V _u	380.28	T
V _c	69.68	T
V _s	377.72	T
A _v	6.67	cm ²

	ACI
11.12.3.1	ACI
11.1.1	ACI
11.5.7.2	ACI

Requerido

l_o	AS _n	6.67	@	10.00	en	140.00
Asignado	Ramales	6.00	ϕ	12.00		
	As	6.79	cm²		ok	
Medio	A _v	6.67	@	15.00	en	-0.20
Asignado	Ramales	6.00	ϕ	12.00		
	As	6.79	cm ²		ok	

h	70	cm
ϕ	2.5	cm
recubrimiento	5.20	cm
Espacios	4	cm
hileras de vari	5	cm
distancia	12.4	cm

ok**Ramas Cortas**

M _{byy}	265.87	T-m
------------------	--------	-----

S _{min}	10.00	cm
l _o _{max}	140.00	cm

21.4.4.2	ACI
21.4.4.4	ACI

Confinamiento

Ac	7724.16	cm ²
Ag	9800.00	cm ²
h"	132.80	cm
AS _{h1}	5.35	cm ²
AS _{h2}	5.976	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Corte

Vu	204.52	T
Vc	72.47	T
Vs	168.13	T
Av	6.18	cm ²

	ACI
11.12.3.1	ACI
11.1.1	ACI
11.5.7.2	ACI

Requerido

lo	AS _n	6.18	@	10.00	en	140.00
Asignado	Ramales	5.00	φ	14.00		
	As	7.70	cm²		ok	
Medio	Av	6.18	@	15.00	en	-0.20
Asignado	Ramales	6.00	φ	12.00		
	As	6.79	cm ²		ok	

h	140	cm
φ	2.5	cm
recubrimiento	5.20	cm
Espacios	8	cm
hileras de vari	9	cm
distancia	13.7	cm

ok

3.4.2 LOSAS

Para el caso de estructuras con losas planas, la filosofía de diseño es similar a estructuras sobre vigas, sin embargo el diseño de la estructura así como su comportamiento son diferentes, por este motivo en esta alternativa el diseño de la losa es muy importante en el afán de lograr un comportamiento sismo-resistente adecuado. El diseño de losas planas con el método del pórtico equivalente descrito por el ACI es bastante confiable para estructuras que únicamente resisten fuerzas verticales, mientras que para fuerzas laterales no existe un procedimiento conocido, debido a esto se ve la necesidad de diseñar dos estructuras una para cargas verticales y otra para cargas laterales, y superponer los resultados.

A diferencia de las estructuras con vigas descolgadas, en las que los momentos desbalanceados se transmiten únicamente por flexión, para el caso de losas planas, estos momentos se transmiten un porcentaje por flexión y otro por corte excéntrico, dando lugar a la verificación de las dos condiciones siguientes:

Columna fuerte-Losa débil

Losa fuerte en punzonamiento-Losa débil en flexión

Para el diseño se utilizó el método del pórtico equivalente y se realizó el siguiente procedimiento¹⁰:

- Cálculo de las propiedades del pórtico equivalente
- Cálculo del pórtico para cargas verticales
- Distribución de los momentos a la franja de columna y la franja de tramo
- Cálculo del acero para carga vertical
- Cálculo del acero para sismo en $c_2 + 3h$
- Revisión de la transferencia de momentos por flexión, incluyendo el momento sísmico en el momento desbalanceado
- Revisión del punzonamiento, incluyendo el momento sísmico en el momento desbalanceado
- Revisión del punzonamiento, incluyendo el momento desbalanceado por capacidad

Consideraciones adoptadas en el diseño

Nervios: [ACI. 8.11.2]

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 10cm; y debe tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

Espaciamiento entre Nervios: [ACI. 8.11.3]

El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 75cm.

Loleta: [ACI. 8.11.6.1]

El espesor de la loleta no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor que 5cm.

Transferencia de momento por flexión: [ACI. 13.5.3.2]

Una fracción del momento desbalanceado, debe considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo este comprendido entre ejes localizados a una y media veces el espesor de la losa fuera de las caras opuestas de la columna.

¹⁰ Placencia Patricio, Diseño sismo-resistente de edificios con vigas banda,1999

$$\gamma_f \cdot M_u = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

$$\varphi \cdot M_n \geq \gamma_f \cdot M_u$$

Transferencia de momento por corte: [ACI. 11.12.6.1]

El resto del momento desbalanceado se considera transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica.

$$\gamma_v \cdot M_u = M_u \cdot (1 - \gamma_f)$$

Esfuerzo cortante: [ACI. 11.12.6.2]

El máximo esfuerzo cortante debido a V_u y M_u no debe exceder a φV_n .

$$\varphi \cdot V_n \geq v_{umax}$$

$$\varphi \cdot V_n = \frac{\varphi \cdot V_c}{b_0 \cdot d}$$

$$v_{umax} = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_u}{J/c}$$

Endurecimiento del acero: [ACI R.21.3.4.1]

La resistencia al cortante requerido se determinará usando una resistencia de al menos **1,25fy** para el refuerzo longitudinal.

$$M_{pr} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_{scolocado} \cdot \left(d - 0,588 \cdot \frac{1,25 \cdot f_y \cdot A_{scolocado}}{f'_c \cdot b} \right)$$

Refuerzo mínimo de cortante: [ACI. 11.5.6.3]

$$Av_{min} = \frac{3.5}{f_y} \cdot b \cdot s$$

Resistencia a flexión del nudo: [ACI. 21.4.2.2]

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \cdot \sum M_{ns}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: Suma de los momentos nominales en flexión de las columnas

$\sum M_{ns}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de la losa que llega a la columna, evaluados en la cara de la columna

A continuación se presenta un ejemplo de diseño de la losa

Propiedades del pórtico equivalente:

LOSA PLANA PÓRTICO 3

Propiedades

Datos		
b	12.5	cm
Rec.	3.0	cm
h	40.0	cm
d	37.0	cm
ϕ Corte	0.85	
ϕ Flexión	0.9	
f'c	210.0	kg/cm ²
fy	4200.0	kg/cm ²

ρ_{\min}	0.0033	
ρ_b	0.0214	
ρ_{\max}	0.0107	
As _{max}	4.95	cm ²
As _{min}	1.54	cm ²
C1	140.0	cm
C2	70.0	cm

Propiedades del tramo "BC" y "DE"

W _D	0.765	T/m ²
W _L	0.2	T/m ²
W _u	1.411	T/m ²

L	7.5	m
$\lambda \cdot L$	1.025	m
λ	0.1367	

Franja de diseño fuera de la zona de punzonamiento

Elemento	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A·y (m ³)	Ix (m ⁴)
Loseta	6.00	0.05	0.30	0.03	0.01	0.00
Nervios	1.48	0.35	0.52	0.23	0.12	0.03
			0.82		0.12	0.03

Y	0.2	m.
Io	0.01292	m ⁴

Franja de diseño en la zona de punzonamiento

Elemento	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A·y (m ³)	Ix (m ⁴)
Loseta	6.00	0.05	0.30	0.03	0.01	0.00
Nervios	2.79	0.35	0.98	0.23	0.22	0.06
			1.28		0.23	0.06

Y	0.2	m.
---	-----	----

la	0.01920	m ⁴
----	---------	----------------

□	0.67	
q	8.47	T/m
A	0.16	
B	0.29	
k	4.86	

a	0.55	
mf	0.09	
K	0.0084	
a	0.0046	
Mf	42.13	T-m

Propiedades del tramo "CD"

W _D	0.765	T/m ²
W _L	0.2	T/m ²
W _u	1.411	T/m ²

L	5	m
λ·L	1.125	m
λ	0.225	

Franja de columna fuera de la zona de punzonamiento

Elemento	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A·y (m ³)	I _x (m ⁴)
Loseta	3.55	0.05	0.18	0.03	0.00	0.00
Nervios	1.10	0.35	0.39	0.23	0.09	0.02
			0.56		0.09	0.02

Y	0.2
---	-----

lo	0.00883	m ⁴
----	---------	----------------

Franja de columna en la zona de punzonamiento

Elemento	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A·y (m ³)	I _x (m ⁴)
Loseta	3.55	0.05	0.18	0.03	0.00	0.00
Nervios	1.81	0.35	0.63	0.23	0.14	0.04
			0.81		0.15	0.04

Y	0.2
---	-----

la	0.01206	m ⁴
----	---------	----------------

□	0.732	
q	5.009	T/m
A	0.155	
B	0.285	
k	5.001	

a	0.545	
mf	0.088	
K	0.0088	
a	0.0048	
Mf	11.05	T-m

Elementos Torsionantes	Propiedades de la columna
------------------------	---------------------------

Columna		
$C_1 = y$	1.4	m
C_2	0.7	m
Losa		
x	0.4	m

Lc	3	m
t	0.4	m
Ic	0.160	m ⁴
Kc	0.307	
# Col.	4	

c	0.02	
I_{2izq}	6.50	m
Kt_{izq}	0.04	

I_{2Der}	5.5	m
Kt_{Der}	0.046	

Kt	0.084
----	-------

Columnas equivalentes

K_{eq}	0.079
----------	--------------

RESUMEN			
---------	--	--	--

k	84	88	84
a	46	48	46
K_{eq}	786	786	786

q	8.47	5.01	8.47	T/m ²
---	------	------	------	------------------

Σrig	869	958	958	869
--------------	-----	-----	-----	-----

M	39.59	12.52	41.37
θ	-0.05	0.04	-0.04
Mf	42.13	11.05	42.13
Mf	-42.13	-11.05	-42.13
θ	0.04	-0.04	0.05
M	-41.37	-12.52	-39.59

M_{CL}	19.05	3.13	19.05		
Mc	-39.59	28.85	-28.85	39.59	
V	31.51	31.98	12.52	31.98	31.51

M_p	39.59	41.37	41.37	39.59
	19.05	3.13	19.05	

Franja de columna Carga Vertical

L	5		7.5		5			
%FrCol	100	60	75	60	75	60	100	T-m
MFrCol	39.6	11.4	31.0	1.9	31.0	11.4	39.6	T-m
b=	2.16	0.88	1.44	0.88	1.44	0.88	2.16	m
k=	0.07	0.05	0.08	0.01	0.08	0.05	0.07	
ρ	0.004	0.003	0.004	0.000	0.004	0.003	0.004	
As	29.60	1.26	23.40	0.20	23.40	1.26	29.60	cm ²

Carga sísmica

ETABS	17.33	23.04		17.22				
	17.22		23.04		17.33			
MFrCol	17.3	0.0	23.0	0.0	23.0	0.0	17.3	T-m
MFrCol	24.3	0.0	32.3	0.0	32.3		24.3	T-m
b=	2.16		1.44		1.44		2.16	m
k=	0.04		0.09		0.09		0.04	
ρ	0.002		0.005		0.005		0.002	
As	17.85		24.43		24.43		17.85	cm ²
As _r (-)	39.46		41.04		41.04		39.46	
As _r (+)	0.00		6.88		6.88		0.00	

Distribución de Refuerzo en nervios

N.(-)Der	ϕ	14	As min	1.54	As max	4.95
#		2.00	2.00		2.00	2.00
cm ²		3.08	3.08		3.08	3.08

N.(-)Izq.	ϕ	14	As min	1.54	As max	4.95
#		2.00	2.00		2.00	2.00
cm ²		3.08	3.08		3.08	3.08

N.(-)Izq.	ϕ	14	As min	1.54	As max	4.95
#		2.00	2.00		2.00	2.00
cm ²		3.08	3.08		3.08	3.08

N.(+)	ϕ	14	As min	1.54	As max	4.95
#		1.00	1.00		1.00	1.00
cm ²		1.54	1.54		1.54	1.54

Distribución de Refuerzo en Nervio Central

Ref. (-)	ϕ	22		As min	7.40		As max	23.75
#		6.00		6.00			6.00	6.00
cm ²		22.81		22.81			22.81	22.81

Ref. (+)	ϕ	14		As min	7.40		As max	23.75
#		5.00		5.00			5.00	5.00
cm ²		7.70		7.70			7.70	7.70

Distribución de Refuerzo Faltante en Macizado

A (cm ²)		7.41		9.00			9.00		7.41
----------------------	--	------	--	------	--	--	------	--	------

Resto	ϕ	14						
#		5.00		6.00			6.00	5.00
cm ²		7.70		9.24			9.24	7.70

Comprobación**As asignado > As requerido**

ok	ok	ok	ok	Ok	ok	ok
----	----	----	----	----	----	----

Conexión Losa- Columna

γ_f	0.54
------------	------

γ_v	0.46
------------	------

Conexión	<u>B</u>	<u>C</u>	<u>D</u>	<u>E</u>
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Mdb	63.90	78.10	78.10	63.90
$\gamma_f Mdb$	34.40	42.05	42.05	34.40
As en l/3	39.74	41.28	41.28	39.74
ϕM_n	52.33	52.46	52.46	52.33

 $\gamma_f Mdb < \phi M_n$

ok	ok	Ok	ok
----	----	----	----

Punzonamiento

a (cm)	158.50	177.00	177.00	158.50
b (cm)	107.00	107.00	107.00	107.00
Muvert (T-m)	39.59	21.63	21.63	39.59
Musis (T-m)	24.31	56.46	56.46	24.31
Vuvert (T)	31.51	44.51	44.51	31.51

V _{sis} (T)	5.66		12.80		12.80		5.66
M _(0.75) (T-m)	54.00		72.69		72.69		54.00
V _(0.75) (T)	29.29		46.18		46.18		29.29
A _c (cm ²)	15688.00		21016.00		21016.00		15688.00
J/c (cm ³)	750758.88		1104018.33		1104018.33		750758.88
J/c' (cm ³)	448193.15		1104018.33		1104018.33		448193.15
γ _v	0.45		0.46		0.46		0.45

Solicitaciones por carga vertical

v _u _{max} (Kg/cm ²)	4.37		3.02		3.02		4.37
v _u _{min} (Kg/cm ²)	1.95		1.21		1.21		1.95
φV _n (kg/cm ²)	13.06						

$$v_{umin} < v_{umax} < \phi V_n$$

<u>ok</u>		<u>ok</u>		<u>Ok</u>		<u>ok</u>
------------------	--	------------------	--	------------------	--	------------------

Solicitaciones por sismo de cálculo

v _u _{max} (Kg/cm ²)	5.09		5.24		5.24		5.09
v _u _{min} (Kg/cm ²)	3.53		0.84		0.84		3.53
φV _n (kg/cm ²)	13.06						

$$v_{umin} < v_{umax} < \phi V_n$$

<u>ok</u>		<u>ok</u>		<u>Ok</u>		<u>ok</u>
------------------	--	------------------	--	------------------	--	------------------

Solicitaciones por sismo por capacidad

As en l/3 (-)	cm ²	39.74		41.28		41.28		39.74
As en l/3 (+)	cm ²	12.32		12.32		12.32		12.32
φM _n (-)	T-m	71.56		71.04		71.04		71.56
φM _n (+)	T-m	23.38		23.11		23.11		23.38
M _{udb}	T-m	94.94		94.14		94.14		94.94
v _u _{max}	kg/cm ²	7.53		6.13		6.13		7.53
v _u _{min}	kg/cm ²	7.62		1.74		1.74		7.62
φV _n	kg/cm ²	13.06		13.06		13.06		13.06

$$v_{umin} < v_{umax} < \phi V_n$$

ok		ok		Ok		ok
----	--	----	--	----	--	----

Av asignado

[A.C.I. 11-13]

s	10	cm
---	----	----

Av	cm ²	0.63		0.63		0.63		0.63
φ		0.80		0.80		0.80		0.80
10		1.00		1.00		1.00		1.00
Eφ10@10								

Estribos en extremo de viga - Calculados como viga de pórtico

b =	2.16	m	con Macizado						
b _{asumido}	216.25	cm							
$V_{viga75\%}$	23.63		9.39		23.99				
$V_{portico}$	31.51		12.52		31.98				
$V_{portico}$			31.98		12.52			31.51	
$V_{viga75\%}$			23.99		9.39			23.63	
M_{uSismo}		17.33		17.22	23.04		23.04	17.22	
V_{uSismo}	T.	5.66		12.80		12.80		5.66	

Solicitaciones por carga vertical

$V_u (T)$	23.63		23.99		23.99		23.63
$\phi V_c (T)$	52.24						
$V_u < \phi V_c$	<u>ok, Av min</u>		<u>ok, Av min</u>		<u>ok, Av min</u>		<u>ok, Av min</u>

Solicitaciones por sismo (capacidad)

$V_u (T)$	23.39		30.79		30.79		23.39
$\phi V_c (T)$	52.24						
$V_u < \phi V_c$	<u>ok, Av min</u>		<u>ok, Av min</u>		<u>ok, Av min</u>		<u>ok, Av min</u>

Av mínimo		[A.C.I. 11-13]			s	10	Cm
Av	cm ²	0.63		0.63		0.63	0.63
ϕ							
10		0.80		0.80		0.80	0.80
E ϕ 10@10		1.00		1.00		1.00	1.00

Franja de tramo

%FrCol		0	40	25	40	25	40	0
MFrCol		0.0	7.6	10.3	1.3	10.3	7.6	0.0
#ner.		5		3		5		
Mn/n	T-m	0.0	1.5	2.1	0.4	2.1	1.5	0.0
k		0.000	0.05	0.064	0.01	0.064	0.05	0.000
ρ		0.000	0.002	0.003	0.001	0.003	0.002	0.000
As	cm ²	0.00	1.12	1.54	0.30	1.54	1.12	0.00

ϕ							
14		0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
As _{T(-)} (cm ²)		0.00	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54

Ubicación de la rótula plástica

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_v$$

ΣM_v (T-m)	75.95		75.31		75.31		75.95
ΣM_{c1} (T-m)	300.19		300.19		300.19		300.19
	3.95		3.99		3.99		3.95
	<u>ok</u>		<u>ok</u>		<u>Ok</u>		<u>ok</u>

3.4.3. CIMENTACIONES

La cimentación fue diseñada bajo los mismos criterios, que la alternativa #1.

Consideraciones adoptadas en el diseño de la cimentación:

Esfuerzo admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = 25 \text{ t/m}^2$$

Viga de gran altura: [ACI. 10.7]

Debido a la gran dimensión de la viga de cimentación, esta se considera de gran altura, ya que cumple los requisitos del numeral 10.7.1

$$l_n \leq 4 \cdot h_v$$

Refuerzo mínimo a flexión: [ACI. 10.7.3]

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Refuerzo máximo a flexión: [ACI. RB.10.3.3]

$$A_{s_{max}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Cortante nominal máximo: [ACI. 11.8.3]

$$V_{nmax} \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Refuerzo transversal mínimo: [ACI. 11.8.4]

$$A_{vmin} = 0.0025 \cdot b \cdot s$$

Límites de espaciamiento del refuerzo: [ACI 11.8.4]

$$s = \min\left(\frac{d}{5}; 30\text{cm}\right)$$

Diseño Viga de Cimentación

Diseño a corte

$V_{n_{max}}$	883.25	T.	[11.8.3]
V_u	336.48	T.	
V_n	<	$V_{n_{max}}$	Ok

ϕV_c	150.15	T.	ACI (11-3)
V_s	219.21	T.	

s_{max}	30	cm	[11.8.4]
s	20	cm	
$A_{v_{req}}$	3.63	cm ²	[11.5.7.2]
$A_{v_{min}}$	4.00	cm ²	[11.8.4]

ϕ	12	mm	
Ramales	4.0		
2	E	ϕ	12 @ 20.0 cm

Refuerzo por cortante horizontal en caras laterales

s_{max}	30	cm	[11.8.5]
-----------	----	----	----------

$A_{v_{min}}$	3.60	cm ²	[11.8.5]
$A_{v_{asig}}$	14.78	cm ²	Recomendación

ϕ	10	mm
#	19	

Diseño de Viga

Datos

ρ_{min}	0.0018	[10.7.3]	[10.5]	y	[10.5.4]	[7.12]
ρ_b	0.0214					
ρ_{max}	0.0161	[RB 10.3.3]				

L	5		6.5		5.5		5.5		6.5		5	
Pu	65.65	361.18		473.31		452.46		474.16		363.66	66.02	
V	-65.65	266.23	-94.96	336.48	-136.83	228.24	-224.23	140.84	-333.32	98.12	-265.55	66.33
M	-32.47	501.44	433.52	1286.40	1145.37	1514.78	1113.04	1262.46	425.52	498.04	-33.14	

Diseño a Flexión

A_{sreq}		41.40	47.29	41.40	122.80	103.73	146.57	102.69	122.82	41.40	46.96	41.40	
------------	--	-------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	--

A_{s asignado

ϕ	28	mm											
		7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	
ϕ	28	mm											
		0	1	0	13.00	10	17.00	10	13.00	0	1.00	0	

A_{s asignado

	43.10	49.26	43.10	123.15	104.68	147.78	104.68	123.15	43.10	49.26	43.10	
	ok	Ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	

Resumen

7 ϕ 28												7 ϕ 28			
7 ϕ 28	8 ϕ 28	8 ϕ 28	7 ϕ 28	20 ϕ 28	20 ϕ 28	17 ϕ 28	24 ϕ 28	24 ϕ 28	17 ϕ 28	20 ϕ 28	20 ϕ 28	7 ϕ 28	8 ϕ 28	8 ϕ 28	7 ϕ 28

3.5. PLANOS ESTRUCTURALES

En los planos estructurales, se presenta los resultados de cada uno de los diseños de los elementos que conforman la estructura, con sus respectivos detalles.

Consideraciones adoptadas en la elaboración de Planos

Refuerzo transversal: [ACI. 21.3.3.2]

El primer estribo cerrado de confinamiento, debe estar situado a no más de **5.0cm** de la cara del apoyo.

Longitud de desarrollo en Tensión: [ACI. 12.2.2]

$$l_d = \left(\frac{fy \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{6.6 \cdot \sqrt{f'c}} \right) \rightarrow \forall \varphi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$l_d = \left(\frac{fy \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{5.3 \cdot \sqrt{f'c}} \right) \rightarrow \forall \varphi \geq 22 \text{ mm.}$$

Longitud de desarrollo en Compresión: [ACI. 12.3.2]

$$l_{dc} = \max \left[\left(\frac{0.075 \cdot fy}{\sqrt{f'c}} \right) \cdot d_b ; (0.0043 \cdot fy) \cdot d_b \right]$$

Traslape en Tensión: [ACI. 12.15.1]

$$\text{Traslape} = 1.3 \cdot l_d$$

Traslape en Compresión: [ACI. 12.16.1]

$$\text{Traslape} = 0.0071 \cdot fy \cdot d_b$$

Gancho Sísmico: [ACI. 21.1]

Gancho de un estribo de confinamiento, con un dobléz no menor a 135°, los ganchos deben tener una extensión de **6 d_b** pero no menor que **7.5cm**.

A continuación se presentan los planos estructurales para esta alternativa:

3.6. ESTUDIO ECONÓMICO DEL SISTEMA TRADICIONAL CON LOSAS PLANAS.

3.6.1 VOLÚMENES DE OBRA

Para establecer el cuadro de cantidades de obra, de esta alternativa, se tomaron las mismas consideraciones que para la alternativa #1.

En la Tabla 3.5 Se presenta el cuadro de cantidades de obra de la alternativa #2.

Tabla 3.5 Cantidades de Obra Alternativa #2.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
ESTRUCTURA		
Replanteo de hormigón simple $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$	m^3	20.52
Hormigón en vigas de cimentación $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	509.83
Hormigón en columnas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	744.80
Hormigón en losas $h=0.40 \text{ m}$ $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	1,655.66
Casetones de poliestireno de 60x60X35 (Remov)	u	2,000.00
Acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	304,568.00
Malla electrosoldada $\varnothing 4.5\text{mm}$ c/.15	m^2	4,492.00
Malla electrosoldada $\varnothing 5\text{mm}$ c/.10	m^2	2,831.00
MAMPOSTERÍA		
Mampostería de bloque 0,15	m^2	5,018.17
Mampostería de bloque 0,10	m^2	1,206.81
Mampostería de bloque 0,20	m^2	1,849.94
REVESTIMIENTOS		
Enlucido vertical interior	m^2	12,523.62
Enlucido vertical exterior	m^2	3,232.27

3.6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

En el análisis de precios unitarios, se tomó en consideración la actual base de datos de la Cámara de la Construcción de Quito, los mismos que se manejan en el software ProExcel, programa muy útil en la elaboración de presupuestos.

A continuación se presenta un ejemplo del análisis de precios unitarios del rubro Hormigón en Losas h=0.40m f'c 210 Kg/cm².

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS									
CODIGO:	510154			CODIGO ALTERNO:	---		RENDIMIENTO:	0.0000 Horas/m3	
DESCRIPCION:	Hormigón en losas h=0.4 m f'c= 210 kg/cm2						C. DIRECTO:	123.88	100.03
UNIDAD:	m3						C. INDIRECTO:	0.00%	0.00
ESPECIFICACION							C.TOTAL:	123.88	
EQUIPO									
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	REND.	TOTAL	%	
200001	Herramienta menor		Hora	0.20	5.00	1.0000	1.00	0.81	
200109	Andamio		Hora	0.12	1.00	1.0000	0.12	0.10	
200013	Vibrador		Hora	1.00	1.00	1.0000	1.00	0.81	
TOTAL EQUIPO (A)							2.12	1.72	
MANO DE OBRA									
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	S.R.H.	CANTIDAD	REND.	TOTAL	%	
400001	Peon		Hora	2.13	6.00	1.0000	12.78	10.32	
400003	Albañil		Hora	2.13	2.00	1.0000	4.26	3.44	
400005	Inspector		Hora	2.13	1.00	1.0000	2.13	1.72	
TOTAL MANO DE OBRA (B)							19.17	15.48	
MATERIALES									
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD		CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
100253	HORMIGON PREMEZCLADO F'c=210KG/CM2		m3		1.0200	64.39	65.68	53.02	
105266	CLAVOS 2 A 4 "		kg		0.2000	0.92	0.18	0.15	
105983	PINGO EUCALIPTO D= 10 CM		m		12.0000	1.00	12.00	9.69	
106186	RIEL DE EUCALIPTO		u		3.5000	1.00	3.50	2.83	
106258	TABLA DE MONTE 20 CM		u		3.1000	0.96	2.98	2.41	
106443	TRIPLEX 15 MM TIPO B		m2		2.1500	8.49	18.25	14.73	
TOTAL MATERIALES							102.59	82.83	
TRANSPORTE									
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	DISTANCIA	TOTAL	%	
TOTAL TRANSPORTE							0.00	0.00	

En el Anexo No 4, se presenta los análisis de precios unitarios para la presente alternativa, con excepción de los rubros comunes con la alternativa 1.

3.6.3 PRESUPUESTO FINAL

Una vez obtenidos los volúmenes de obra de la alternativa #2, y con la ayuda del programa ProExcel, realizado el análisis de precios unitarios para cada uno de los rubros, el presupuesto final para el sistema tradicional con losa plana, se presenta en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Presupuesto Final, Alternativa #2.

No	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	ESTRUCTURA				837,355.26
1	Replanteo de hormigón simple f'c= 140 kg/cm ²	m ³	20.52	72.39	1,485.44
2	Hormigón en vigas de cimentación f'c= 210 kg/cm ²	m ³	509.83	96.68	49,290.36
3	Hormigón en columnas f'c= 210 kg/cm ²	m ³	744.80	214.71	159,916.01
4	Hormigón en losas h=0.4 m f'c= 210 kg/cm ²	m ³	1,655.66	142.14	235,335.51
5	Casetones de poliestireno de 60x60X35 (removibles)	u	2,000.00	10.46	20,920.00
7	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ²	kg	304,568.00	1.08	328,933.44
8	Malla electrosoldada Ø 4.5mm c/.15	m ²	4,492.00	4.96	22,280.32
9	Malla electrosoldada Ø 5mm c/.10	m ²	2,831.00	6.78	19,194.18
	MAMPOSTERÍA				63,482.90
10	Mampostería de bloque 0,15	m ²	5,018.17	7.47	37,485.73
11	Mampostería de bloque 0,10	m ²	1,206.81	7.01	8,459.74
12	Mampostería de bloque 0,20	m ²	1,849.94	9.48	17,537.43
	REVESTIMIENTOS				77,971.61
13	Enlucido vertical interior	m ²	12,523.62	4.84	60,614.32
14	Enlucido vertical exterior	m ²	3,232.27	5.37	17,357.29
		TOTAL:			978,809.77

SON :NOVECIENTOS SETENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS NUEVE dólares SETENTA Y SIETE centavos

CAPÍTULO 4

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA TRADICIONAL CON LOSAS SOBRE VIGAS

4.1 FUERZAS DE DISEÑO

Para el cálculo de las fuerzas de diseño de origen sísmico que afectarán a la estructura de la alternativa # 3, se tomaron las mismas consideraciones adoptadas en el capítulo 2 en el numeral 2.1 referente a fuerzas de diseño.

4.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

Para determinar las cargas verticales actuantes sobre el edificio, se tomaron las mismas consideraciones adoptadas en la alternativa # 2.

4.1.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cortante total de diseño V , que será aplicado a la estructura se determina mediante las expresiones descritas en el capítulo 2.

4.1.2.1 Consideraciones Alternativa # 3.

$Z = 0.4$	Provincia de Pichincha, zona sísmica IV
$I = 1$	Todas las estructuras de edificación.
$\Phi_p = 1$	Estructura regular en planta.
$\Phi_E = 1$	Estructura regular en elevación.
$R = 10$	Sistemas Estructurales de pórticos, de hormigón armado con vigas descolgadas.
$h_n = 27$	Elevación de la estructura.
$C_t = 0.08$	Para pórticos espaciales de hormigón armado.
$S = 1,2$	Suelos intermedios.
$C_m = 3.0$	Suelos Intermedios.

$$T_1 = 0.08 \cdot 27^{3/4} = 0.948 \text{ s.}$$

$$T_2 = 1.3 \cdot T_1 = 1.232 \text{ s.}$$

$$C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{1.232} = 1.263$$

$$V = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1.263}{10 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W = 0.051 \cdot W$$

$$V = 5.1\% W$$

4.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales

En la tabla 4.1 se detalla la distribución de fuerzas laterales por piso considerando únicamente el peso por mampostería debido a que es el único dato real inicial para realizar un prediseño. El cálculo de las fuerzas laterales totales serán distribuidas de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral en el nivel i .

W_i = Peso asignado a cada nivel de la estructura.

h_i = Altura de cada piso.

Tabla 4.1 Distribución del corte basal.

Nivel	h_i	w_i	$w_i h_i$	F_i	S
<i>m.</i>	<i>m.</i>	<i>T.</i>	<i>T.·m.</i>	<i>T.</i>	<i>T.</i>
Nv + 27.00	27	103.05	2792.53	10.79	10.79
Nv + 24.00	24	160.56	3869.61	14.95	25.73
Nv + 21.00	21	160.56	3387.92	13.08	38.81
Nv + 18.00	18	160.56	2906.22	11.22	50.04
Nv + 15.00	15	160.56	2424.53	9.36	59.40
Nv + 12.00	12	160.56	1942.83	7.50	66.91
Nv + 9.00	9	160.56	1461.14	5.64	72.55
Nv + 6.00	6	160.56	979.44	3.78	76.33
Nv + 3.00	3	160.56	497.75	1.92	78.25
Nv + 0.00	0	165.84	0.00	0.00	78.25

W =	1553.40	<i>T.</i>
$\Sigma W_i \cdot h_i =$	20261.97	<i>T.·m.</i>
V =	78.25	<i>T.</i>

4.2 PREDISEÑO

De igual manera que para las alternativas anteriores, partiendo de los planos arquitectónicos del proyecto adoptado, se realizó un análisis de cargas por piso, el cual sirvió para realizar un prediseño de los elementos estructurales.

4.2.1 VIGAS

Al igual que para la alternativa # 1, para el prediseño de vigas se adoptó el método del Portal.

Dando como resultado las siguientes secciones por piso:

Tabla 4.2 Prediseño de Vigas.

<i>Nivel</i>	<i>Cargas</i>		<i>Área</i>	<i>Sección</i>	
	<i>Muerta</i>	<i>Viva</i>		<i>b</i>	<i>h</i>
<i>m.</i>	<i>T/m²</i>	<i>T/m²</i>	<i>m²</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
Nv.+ 27.00	0.240	0.20	480	45	30
Nv.+ 24.00	0.368	0.20	480	45	35
Nv.+ 21.00	0.368	0.20	480	45	40
Nv.+ 18.00	0.368	0.20	480	45	40
Nv.+ 15.00	0.368	0.20	480	45	45
Nv.+ 12.00	0.368	0.20	480	45	45
Nv.+ 9.00	0.368	0.20	480	45	50
Nv.+ 6.00	0.368	0.20	480	45	50
Nv.+ 3.00	0.368	0.20	480	45	50
Nv.+ 0.00	0.251	0.25	480	45	50
Nv.- 3.00	0.124	0.20	952	45	45
Nv.- 6.00	0.124	0.20	952	45	45

4.2.2 COLUMNAS

De igual manera que para la alternativa # 1 y # 2, para el prediseño de columnas se adoptó los criterios planteados en el curso de hormigón armado III, partiendo del diagrama de interacción de la columna obteniéndose la expresión.

$$Ag_{(cm^2)} = \frac{Pu_{(kg)}}{80}$$

Tabla 4.3 Prediseño de Columnas.

Columna		D4
Pu	368036	Kg
Ag	4600	cm ²
b	60	cm
h	80	cm

4.2.3 LOSAS

El prediseño de la losa se lo realizó de acuerdo a las consideraciones del capítulo 9 del ACI, con la formula (9-13), que establece los espesores mínimos para losas macizas con vigas, suponiendo una relación de rigidez a flexión entre viga y losa promedio mayor a 2.0.

$$h = \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9 \cdot \frac{l_{largo}}{l_{corto}}} = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

Debido a que esta fórmula es aplicada a losas macizas, para el caso de estudio, de una losa nervada con alivianamientos removibles de 60x60 cm, nervios de 10cm y una loseta de compresión de 5cm de espesor, se realizó una equivalencia de inercias, con el objetivo de obtener un peralte equivalente al calculado, dando como resultado un losa nervada con una altura de 25cm.

4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el Anexo No 5 se presenta las salidas del programa Etabs en cuanto a secciones.

4.3.1 MODELACIÓN

Para esta alternativa se tomaron las siguientes consideraciones:

- ✓ Peso específico del hormigón: $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$.
- ✓ Módulo de Elasticidad del hormigón: $E = 15000 \cdot \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Resistencia del Hormigón: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de Fluencia del Acero: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$
- ✓ Módulo de Corte del Hormigón: $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ Kg/cm}^2$.
- ✓ Inercia agrietada para losas y vigas: $0.5 \cdot I_g$.
- ✓ $I_{UBC} = \frac{V_{CEC}}{V_{UBC}} = 0.967$

Resumiendo, los parámetros a ingresar en el programa, para la definición de las fuerzas sísmicas serán los citados en la parte de Determinación del Corte Basal, con la variación de que el factor "I", no es el definido por el Código Ecuatoriano, sino el I_{UBC} , demostrado anteriormente.

4.3.1.1 Derivas

Para el caso de la presente alternativa, se realizaron varios modelos en los cuales se fue variando secciones tanto las columnas como vigas, buscando controlar las derivas, hasta llegar al modelo definitivo, con secciones diferentes a las pre-dimensionadas, teniendo en cuenta que la variación de estas, está gobernada por los desplazamientos de la estructura. En la tabla 4.4 se muestra las derivas obtenidas en cada uno de los niveles, y que están dentro de los límites permitidos por el CEC 2001.

Tabla 4.4 Derivas máximas de piso.

Story	Deriva en X	Deriva en Y
N +27.0	0.019	0.015
N +24.0	0.019	0.017
N +21.0	0.020	0.018
N +18.0	0.020	0.019
N +15.0	0.020	0.019
N +12.0	0.020	0.020
N +9.0	0.019	0.020
N +6.0	0.017	0.019
N +3.0	0.012	0.013
N +0.0	0.004	0.003
N -3.0	0.000	0.000
N -6.0	0.000	0.000

4.3.1.2 Modos Vibratorios

Los modos vibratorios, fueron revisados con las mismas consideraciones que en la alternativa # 1 y #2, en la tabla 4.5 se presenta la participación modal efectiva de la presente alternativa.

Tabla 4.5 Participación modal efectiva

Mode	Period	RX	RY	RZ
1	1.214	1.971	91.554	0.002
2	1.192	91.020	1.961	0.458
3	1.056	1.166	0.006	37.057
4	0.407	1.193	0.006	0.044
5	0.379	0.003	2.307	0.001
6	0.344	0.007	0.000	6.668
7	0.210	1.098	0.000	0.007
8	0.175	0.000	1.640	0.000
9	0.164	0.002	0.000	3.261
10	0.131	0.785	0.000	0.003
11	0.108	0.000	1.465	0.000
12	0.096	0.006	0.000	2.857

4.3.2 ANÁLISIS FINAL

Una vez realizada la modelación, junto con una revisión y control de los requerimientos del CEC 2001, en lo referente a cálculo estructural. A continuación en la tabla 4.6 se presenta las secciones definitivas para esta alternativa.

Tabla 4.6 Secciones Finales.

Nivel	Viga (cm)		Columna (cm)	
	b	h	b (dx)	h (dy)
Nv + 27	45	50	110	65
Nv + 24	45	50		
Nv + 21	45	55		
Nv + 18	45	55		
Nv + 15	50	60		
Nv + 12	55	60		
Nv + 9	55	60		
Nv + 6	50	60		
Nv + 3	50	60		
Nv + 0	50	60		
Nv - 3	45	55		
Nv - 6	45	55		

Además, se obtuvo como resultado una losa alivianada nervada de 25cm de peralte, con alivianamientos de 60x60cm removibles, nervios de 10cm y una loseta de compresión de 5cm.

4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

4.4.1 VIGAS

Para el diseño de vigas se tomó las recomendaciones del código ACI 318, tanto para el diseño a flexión como para el diseño a corte, partiendo de los resultados del programa ETABS, una vez comprobados manualmente.

4.4.1.1 Diseño a flexión

Consideraciones adoptadas en el diseño a flexión:

Acero mínimo: [ACI. 21.3.2.1]

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Acero máximo: [ACI. B.10.3.3]

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Resistencia a momento positivo en la cara del nudo: [ACI. 21.3.2.2]

No debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo y diseño a flexión

PÓRTICO 4		Datos: VIGA			Condiciones:					
ELEVACIÓN Nv +24.00		b	45	cm	Asmáx	21.95	cm ²			
		h	50	cm	Asmin	6.75	cm ²	21.3.2.1	ACI	
9.3.2.1		d	45	cm	ρ_b	0.022		8.4.3	ACI	
ACI		ϕ	0.9	flexión	$\rho_{máx}$	0.011		B10.3.3	ACI	
		f_y	4200	kg/cm ²	ρ_{min}	0.0033				
		f'_c	210	kg/cm ²						
		β_1	0.85							
Datos Etabs										
As		7.5			5			7.5		
Etabs	Asr(-)	15.34	4.75	14.79	8.65	2.82	5.82	14.59	4.85	15.67
	Asr(+)	7.29	11.43	7.04	5.61	6.06	6.70	6.95	11.45	7.44
Calculado	Asr(-)	15.34	6.75	14.79	8.65	6.75	5.82	14.59	6.75	15.67
	Asr(+)	7.67	11.43	7.40	6.75	6.75	6.75	7.30	11.45	7.84
ϕ	20	mm								
Varillas mínimas	Asr(-)	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
	Asr(+)	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
ϕ	20	mm	Inferior							
ϕ	20	mm	Superior							
Varillas	Asr(-)	3	1	3	1	1	1	3	1	3
	Asr(+)	1	2	1	1	1	1	1	2	1
Colocado	Asr(-)	15.71	9.42	15.71	9.42	9.42	9.42	15.71	9.42	15.71
	Asr(+)	9.42	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	12.57	9.42

AS _{min} <AS<AS _{máx}	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Resumen	5 φ 20	5 φ 20	5 φ 20	5 φ 20	5 φ 20	5 φ 20
	4 φ 20		3 φ 20		4 φ 20	

4.4.1.2 Diseño a corte

Consideraciones adoptadas en el diseño a corte:

Endurecimiento del acero: [ACI R.21.3.4.1]

La resistencia al cortante requerido se determinará usando una resistencia de al menos **1,25fy** para el refuerzo longitudinal.

$$M_{pr} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_{scolocado} \cdot \left(d - 0,588 \cdot \frac{1,25 \cdot f_y \cdot A_{scolocado}}{f'_c \cdot b} \right)$$

Fuerzas de diseño: [ACI 21.3.4.1]

La fuerza cortante de diseño V_e , se determina a partir de:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

Refuerzo transversal: [ACI 21.3.4.2]

$V_c = 0$, cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculado de acuerdo a la resistencia probable, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

Diseño del refuerzo para cortante: [ACI 11.6.7.9]

$$V_s \leq 4 \cdot V_c$$

Límites de espaciamiento: [ACI 21.3.3.1]

$$s = \min \left(\frac{d}{2}; \frac{d}{4}; 8 \cdot \phi_v; 24 \cdot \phi_E; 30cm \right)$$

Refuerzo mínimo de cortante: [ACI 11.5.6.3]

$$A_{v,min} \geq 3,5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Refuerzo transversal: [ACI 21.3.3.1]

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de a luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo y diseño a corte

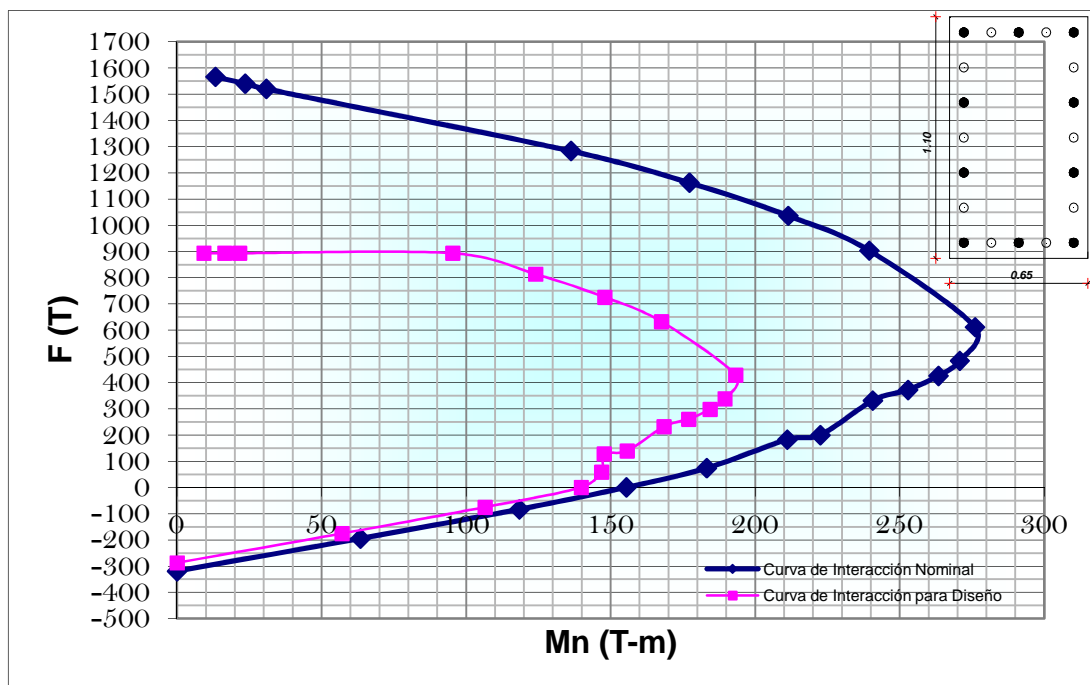
PÓRTICO 4		Datos: VIGA			Condiciones:							
ELEVACIÓN Nv +24.00		b	45	cm	s_{min}	11.25	cm	21.3.3.2	ACI			
		h	50	cm	s_{max}	30.00	cm	21.3.3.2	ACI			
		d	45	cm	Columnas cm							
ACI	9.3.2.3	ϕ	0.85	corte	110	x	65					
		f_y	4200	kg/cm ²	Re	3.60	cm					
		f_c	210	kg/cm ²	Rv	5.45	cm					
		h	3	m	ho	2.5	m					
Datos Etabs												
		7.5			5			7.5				
VD	-9.36		9.28	-2.45		6.04	-9.19		9.46			
VL	-2.64		2.46	-1.25		3.63	-2.45		2.65			
As												
Colocado	Asr(-)	15.71	9.42	15.71	9.42	9.42	9.42	15.71	9.42	15.71		
	Asr(+)	9.42	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	12.57	9.42		
Diseño a Corte												
α	1.25	ACI	21.5.1.1							21.3.4.1	ACI	
Mpr	32.88	20.74	32.88	20.74	20.74	20.74	32.88	20.74	32.88	21.3.4.1	ACI	
	20.74	26.98	20.74	20.74	20.74	20.74	20.74	26.98	20.74			
Vsismo	8.38			10.64			8.38					
Vvertical	17.59		17.17	5.56		14.63	17.03		17.75			
Vu	25.97			25.26			26.13			11.3.1.1		
Vc	15.55			15.55			15.55			21.3.4.2	ACI	
Vs	15.00			14.17			15.19			11.1.1	ACI	
Vs<4Vc	ok			ok			ok			11.5.7.9	ACI	
s =	15	cm	ok									
Av	1.19			1.12			1.21			11.5.7.2	ACI	
ϕ	10											
Ramales	1.52			1.43			1.53					
	Ramales	ϕ	@	Ramales	ϕ	@	Ramales	ϕ	@			
	2.00	10	15	2.00	10	15	2.00	10	15			
req.	lo = 2-h	1	4.4	1	1	1.9	1	1	4.4	1	21.3.3.1	ACI
asig.	lo = ln/4	1.60	3.20	1.60	1.0	2.6	1.0	1.6	3.8	1.6		
	Ram. ϕ 10	2.00			2.00			2.00				
	@	15	30	15	15	30	15	15	30	15		
	Av	1.57			1.57			1.57				
	OK			OK			OK					

4.4.2 COLUMNAS

De igual manera que en la alternativa # 1y #2, las secciones de las columnas están gobernadas por el control de derivas, la cuantía necesaria de acero longitudinal requerido es el mínimo, es decir del 1% de la sección.

4.4.2.1 Diagrama de Interacción

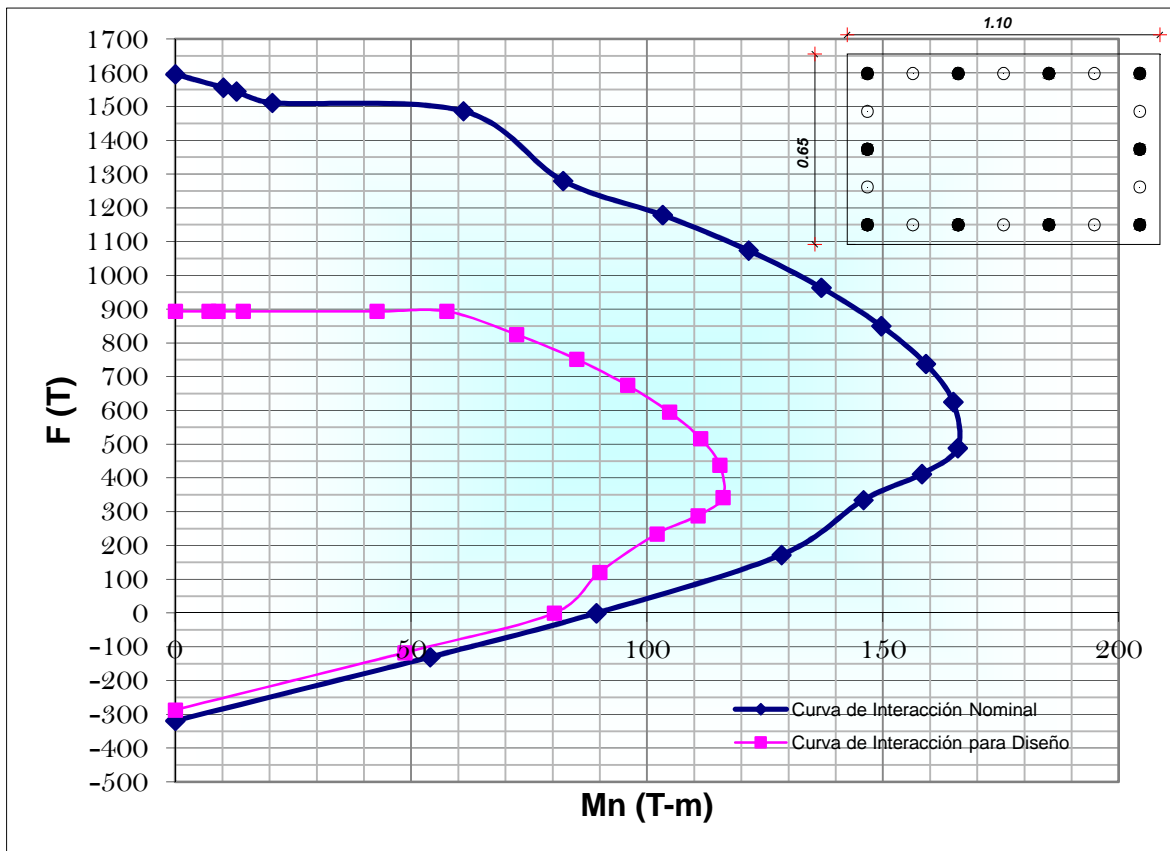
Diagrama de Interacción en la dirección "x"



A continuación se presentan los puntos más importantes de la curva de interacción.

To	319.31	T.	Capacidad a Tensión en Ausencia de Momento
Po	1595.59	T.	Capacidad a Compresión en Ausencia de Momento
Pb	650.14	T.	Carga Balanceada
Mb	275.85	T-m.	Momento Balanceado
Mo	155.45	T-m.	Capacidad a Flexión en Ausencia de Compresión

Diagrama de Interacción en la dirección "y"



A continuación se presentan los puntos más importantes de la curva de interacción.

To	319.31	T.	Capacidad a Tensión en Ausencia de Momento
Po	1595.59	T.	Capacidad a Compresión en Ausencia de Momento
Pb	639.78	T.	Carga Balanceada
Mb	165.56	T-m.	Momento Balanceado
Mo	89.25	T-m.	Capacidad a Flexión en Ausencia de Compresión

4.4.2.2 Diseño del refuerzo transversal

De igual manera que en la alternativa # 1 y #2, el refuerzo transversal, debe ser capaz de resistir el corte actuante y de proporcionar el confinamiento requerido.

Consideraciones adoptadas en el diseño:

Refuerzo longitudinal: [ACI. 21.4.3.1]

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que el 1% del área de la sección.

Refuerzo transversal: [ACI. 7.10.5.3]

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de **15cm** libres de una barra apoyada lateralmente.

Límites de espaciamiento: [ACI 21.4.4.2]

$$s = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \varphi_c; 10\text{cm}\right) \text{ en } l_o$$

Distribución del Refuerzo transversal: [ACI. 21.4.4.4]

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión.

$$l_o = \max\left(h; b; \frac{l_c}{6}; 45\text{cm}\right)$$

A continuación se presenta el cálculo y diseño de las columnas, que debido a que todas las columnas son las mismas en todos los niveles, se realizó un único diseño.

Diseño de Columnas

9.3.2.3	ACI
---------	-----

Datos: VIGA

b	45	cm
h	50	cm
φ	0.85	corte
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	210	kg/cm ²
h_o	2.5	m

Condiciones:

Columnas cm		
65	x	110
Re	3.60	cm
Rv	5.45	cm
H	3	m

Refuerzo Longitudinal de Columnas

	φ	22	mm			
	# Varillas	20				
Requerido	As	71.5	cm ²	1%·Ag	21.4.3.1	ACI
Asignado	As	76.03	cm ²	1.06%	ok	

Refuerzo Transversal de Columnas Ramas Largas

Mbxx	275.85	T-m
------	--------	-----

S _{min}	10.00	cm
l _o _{max}	110.00	cm

21.4.4.2	ACI
21.4.4.4	ACI

Confinamiento

Ac	5361.31	cm ²
Ag	7150.00	cm ²
h"	57.80	cm

AS _{h1}	2.89	cm ²
AS _{h2}	2.601	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Corte

Vu	220.68	T
Vc	50.31	T
Vs	209.31	T
Av	4.77	cm ²

	ACI
11.12.3.1	ACI
11.1.1	ACI
11.5.7.2	ACI

Requerido

l _o	AS _h	4.77	@	10.00	en	110.00
Asignado	Ramales	5.00	φ	12.00		
	As	5.65	cm ²		ok	
Medio	Av	4.77	@	13.20	en	0.30
Asignado	Ramales	5.00	φ	12.00		
	As	5.65	cm ²		ok	

H	65	cm
Φ	2.2	cm
recubrimiento	5.20	cm
Espacios	4	cm
hileras de vari	5	cm
Distancia	11.45	cm

Ramas Cortas

Mbyy	165.56	T-m
------	--------	-----

S _{min}	10.00	cm
l _o _{max}	110.00	cm

21.4.4.2	ACI
21.4.4.4	ACI

Confinamiento

Ac	5361.31	cm ²
Ag	7150.00	cm ²
h"	102.80	cm

AS _{h1}	5.14	cm ²
AS _{h2}	4.626	cm ²

21.4.4.1	ACI
21.4.4.1	ACI

Corte

Vu	132.45	T
Vc	52.19	T
Vs	103.63	T
Av	4.14	cm ²

	ACI
11.12.3.1	ACI
11.1.1	ACI
11.5.7.2	ACI

Requerido

lo	As _h	5.14	@	10.00	en	110.00
Asignado	Ramales	5.00	φ	12.00		
	As	5.65	cm ²		ok	
Medio	Av	4.14	@	13.20	en	0.30
Asignado	Ramales	4.00	φ	12.00		
	As	4.52	cm ²		ok	

H	110	cm
Φ	2.2	cm
recubrimiento	5.20	cm
Espacios	6	cm
hileras de vari	7	cm
Distancia	14.40	cm

4.4.3 LOSAS

El diseño de la losa para esta alternativa, se lo realizó por un método de coeficientes, conocido como método del nervio continuo, que toma los coeficientes de relación de carga que se transmiten en cada dirección (tabla 12.6).¹²

A partir de los coeficientes se calculó las cargas por nervio y se diseñó el nervio como simplemente apoyado a flexión y corte, tomando un momento de $wl^2/24$ en los extremos por apoyarse en una viga de borde¹³.

Consideraciones adoptadas en el diseño:

Nervios: [ACI. 8.11.2]

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 10cm; y debe tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

Espaciamiento entre Nervios: [ACI. 8.11.3]

El espaciamiento libre entra las nervaduras no debe exceder de 75cm.

Loseta: [ACI. 8.11.6.1]

El espesor de la loseta no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor que 5cm.

¹² Nilson Arthur, Diseño de Estructuras de Concreto, 2001

¹³ ACI 8.3.3, Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, 2005

Resistencia a Cortante: [ACI. 8.11.8]

En losas nervadas, se permite incrementar V_n mediante el uso de refuerzo de cortante o aumentando e ancho de las nervaduras en los extremos.

A continuación se presenta un ejemplo de diseño de la losa

Esquema Losa Determinación de Coeficientes

	7.5	5	7.5
6.5	Caso 4 y 2 $m= 0.87$ coef. L. largo 0.37 coef. L. corto 0.63	Caso 9 y 2 $m= 0.77$ coef. L. largo 0.21 coef. L. corto 0.79	Caso 4 y 2 $m= 0.87$ coef. L. largo 0.37 coef. L. corto 0.63
	Caso 9 y 2 $m= 0.73$ coef. L. largo 0.18 coef. L. corto 0.82	Caso 8 $m= 0.52$ coef. L. largo 0.13 coef. L. corto 0.87	Caso 9 y 2 $m= 0.73$ coef. L. largo 0.18 coef. L. corto 0.82
	Caso 9 y 2 $m= 0.73$ coef. L. largo 0.18 coef. L. corto 0.82	Caso 8 $m= 0.55$ coef. L. largo 0.15 coef. L. corto 0.85	Caso 9 y 2 $m= 0.73$ coef. L. largo 0.18 coef. L. corto 0.82
	Caso 4 y 2 $m= 0.87$ coef. L. largo 0.37 coef. L. corto 0.63	Caso 9 y 2 $m= 0.77$ coef. L. largo 0.21 coef. L. corto 0.79	Caso 4 y 2 $m= 0.87$ coef. L. largo 0.37 coef. L. corto 0.63

Datos: VIGA

b	10	cm
h	25	cm
d	22	cm
ϕ	0.9	flexión
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	210	kg/cm ²
β_1	0.85	

Nervio 1X

Condiciones:

Asmáx	2.38	cm ²
Asmin	0.73	cm ²
ρ_b	0.022	
$\rho_{máx}$	0.011	
$\rho_{mín}$	0.0033	

Nv + 27

Nervio 1 en Dirección "x"

CARGA EN UN NERVIO EN X

Coeficientes	0.37	0.79	0.37		
Wu	t / m ²	0.68			
Distribución	60-10-60-10	2	Nervios en	1.4	m
T/m/nervio	0.47				

Wdis.	t/m ²	0.18	0.37	0.18						
Ma	0.410									0.410

Datos Etabs

As

Calculado	Asr(-)	0.67		1.52	1.52		1.52	1.52		0.67
	Asr(+)	1.14	1.14	1.14	0.49	0.49	0.49	1.14	1.14	1.14

φ	mm	10	12	14	14	10	14	14	12	10
Varillas mínimas	Asr(+)	1.000		1.000	1.000		1.000	1.000		1.000
			1.000			1.000			2.000	

Colocado	Asr(-)	0.79		1.54	1.54		1.54	1.54		0.79
	Asr(+)		1.13			0.79			2.26	

As _{min} <As<As _{máx}	ok		ok	ok		ok	ok		ok
		ok			ok			ok	

Diseño a Corte

Vu	0.80		1.08		1.08		0.80
Vc	1.44		1.44		1.44		1.44
Vu<Vc	ok		ok		ok		ok

4.4.4. CIMENTACIONES

La cimentación fue diseñada bajo los mismos criterios, que la alternativa #1 y #2.

Consideraciones adoptadas en el diseño de la cimentación:

Esfuerzo admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = 25 \text{ t/m}^2$$

Refuerzo mínimo a flexión: [ACI. 10.7.3]

$$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Viga de gran altura: [ACI. 10.7]

Debido a la gran dimensión de la viga de cimentación, esta se considera de gran altura, ya que cumple los requisitos del numeral 10.7.1

$$l_n \leq 4 \cdot h_v$$

Refuerzo máximo a flexión: [ACI. RB.10.3.3]

$$A_{S_{max}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Cortante nominal máximo: [ACI. 11.8.3]

$$V_{nmax} \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Refuerzo transversal mínimo: [ACI. 11.8.4]

$$A_{vmin} = 0.0025 \cdot b \cdot s$$

Límites de espaciamiento del refuerzo: [ACI 11.8.4]

$$s = \min\left(\frac{d}{5}; 30cm\right)$$

Longitud elástica de la zapata¹⁴:

$$\lambda \cdot L = \sqrt[4]{\frac{K_B \cdot L^4}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$\lambda \cdot L < \frac{\pi}{4} \rightarrow \text{Cimentación rígida}$$

$$\lambda \cdot L > \pi \rightarrow \text{Cimentación flexible}$$

A continuación se presenta un ejemplo de diseño de la cimentación

Comprobación Para Cimentación Rígida

Datos

σ	25	t/m ²
Ks	3000	t/m ³

Kb	7950	t/m ²
L	5.85	m
E	2173706.5	t/m ²

Sección

Elemento	b (m)	h (m)	Área (m ²)	y (m)	A·y (m ³)	Ix (m ⁴)	Volumen(m ³)
Cimentación	2.65	0.35	0.93	0.18	0.16	0.04	31.535
Viga	0.80	2.65	2.12	1.68	3.55	7.19	72.08
Cartela	1.85	0.30	0.28	0.45	0.12	0.06	9.435
			3.33		3.84	7.28	113.05

¹⁴ Gachet Paúl, Apuntes de Hormigón Armado, 2011

Y	1.2	m
l _{cg}	2.85	m ⁴

λL	0.783
π/4	0.785

λL < π/4	ok, Cimentación Rígida
----------	-------------------------------

Diseño Zapata

Datos		
B	100.0	cm
Rec.	7.5	cm
H	35.0	cm
D	27.5	cm
Σ	25	t/m ²
B	265.0	cm
B _v	80.0	cm
φ _{Corte}	0.85	
φ _{Flexión}	0.9	
f' _c	210.0	kg/cm ²
F _y	4200.0	kg/cm ²

Q	66	Ton/m
H _v	300.0	cm
D _v	292.5	cm

As longitudinal		
ρ _{min}	0.0018	
A _{s_min}	13.1175	cm ²
As asignado		
Φ	12	mm
S	22.8	cm
1	φ	12 @

Diseño a corte		
L _v	65	cm
V _u	16.25	Ton/m
φV _c	17.95	Ton/m
V _u	<	φV _c

ACI (11-3)

Ok

Diseño a Flexión		
L _f	92.5	cm
M _u	10.70	Ton-m/m
k	0.0748	
ρ	0.0039	
ρ _{min}	0.0018	
ρ _b	0.0214	
ρ _{max}	0.0107	
A _{s_min}	4.95	cm ²
A _{s_max}	29.5	cm ²
A _{s_req}	10.79	cm ²
As asignado		
φ	16	mm
s	18.6	cm

ACI 7.12.2.1 (b) |
ACI (B-1)

Ok

1	φ	16	@	19.0	cm
1	φ	12	@	23.0	cm

Diseño a corte

$V_{n_{max}}$	898.61	T.	[11.8.3]
V_u	345.83	T.	

V_n	<	$V_{n_{max}}$	Ok
-------	---	---------------	-----------

ϕV_c	152.76	T.	ACI (11-3)
V_s	227.14	T.	

s_{max}	30	cm	[11.8.4]
s	20	cm	
$A_{v_{req}}$	3.70	cm ²	[11.5.7.2]
$A_{v_{min}}$	4.00	cm ²	[11.8.4]

ϕ	12	mm
Ramales	4.0	

2	E	ϕ	12	@	20.0	cm
----------	----------	--------------------------	-----------	----------	-------------	-----------

Refuerzo por cortante horizontal en caras laterales

s_{max}	30	cm	[11.8.5]
-----------	----	----	----------

$A_{vh_{min}}$	3.60	cm ²	[11.8.5]
$A_{vh_{asig}}$	16.01	cm ²	Recomendación

ϕ	12	mm
#	14	

Diseño de Viga de Cimentación

Datos	ρ_{min}	0.0018	[10.7.3]	[10.5]	y	[10.5.4]	[7.12]
	ρ_b	0.0214					
	ρ_{max}	0.0161	[RB 10.3.3]				

L	5		6.5		5.5		5.5		6.5		5	
Pu	67.68	349.28		471.2		483.98		463.9		351.74		67.43
V	-67.68	263.97	-85.31	345.83	-125.37	239.45	-244.54	120.28	-343.62	87.52	-264.22	67.43
M	-34.53	490.72	435.86	1337.41	1218.93	1658.56	1215.24	1324.30	434.23	491.97	-34.27	

Diseño a Flexión

AS_{req}		42.12	45.42	42.12	128.11	109.907	159.56	110.66	128.04	42.12	45.54	42.12	
AS_{asignado}													
ϕ	28	mm											
	7		7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	
ϕ	28	mm											
	0		1	0	14.00	11	19.00	11	14.00	0	1.00	0	
AS_{asignado}													
	43.10		49.26	43.10	129.31	110.84	160.10	110.84	129.31	43.10	49.26	43.10	
	ok		ok	Ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	

Resumen

7 ϕ 28												7 ϕ 28			
7 ϕ 28	8 ϕ 28	8 ϕ 28	7 ϕ 28	21 ϕ 28	21 ϕ 28	18 ϕ 28	23 ϕ 28	23 ϕ 28	18 ϕ 28	21 ϕ 28	21 ϕ 28	7 ϕ 28	8 ϕ 28	8 ϕ 28	7 ϕ 28

4.5. PLANOS ESTRUCTURALES

En los planos estructurales, se presenta los resultados de cada uno de los diseños de los elementos que conforman la estructura, con sus respectivos detalles.

Consideraciones adoptadas en la elaboración de Planos:

Refuerzo transversal: [ACI. 21.3.3.2]

El primer estribo cerrado de confinamiento, debe estar situado a no más de **5.0cm** de la cara del apoyo.

Longitud de desarrollo en Tensión: [ACI. 12.2.2]

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{6.6 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \rightarrow \forall \varphi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{5.3 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \rightarrow \forall \varphi \geq 22 \text{ mm.}$$

Longitud de desarrollo en Compresión: [ACI. 12.3.2]

$$l_{dc} = \max \left[\left(\frac{0.075 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b ; (0.0043 \cdot f_y) \cdot d_b \right]$$

Traslape en Tensión: [ACI. 12.15.1]

$$\text{Traslape} = 1.3 \cdot l_d$$

Traslape en Compresión: [ACI. 12.16.1]

$$\text{Traslape} = 0.0071 \cdot f_y \cdot d_b$$

Gancho Sísmico: [ACI. 21.1]

Gancho de un estribo de confinamiento, con un dobléz no menor a 135°, los ganchos deben tener una extensión de **6 d_b** pero no menor que **7.5cm**.

A continuación se presentan los planos estructurales para esta alternativa.

4.6. ESTUDIO ECONÓMICO DEL SISTEMA TRADICIONAL CON LOSAS SOBRE VIGAS.

4.6.1 VOLÚMENES DE OBRA

Para establecer el cuadro de cantidades de obra, de esta alternativa, se tomaron las mismas consideraciones que para la alternativa #1.

En la Tabla 4.7 Se presenta el cuadro de cantidades de obra de la alternativa #3.

Tabla 4.7 Cantidades de Obra Alternativa #3.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
ESTRUCTURA		
Replanteo de hormigón simple $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$	m^3	15.90
Hormigón en vigas de cimentación $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	421.94
Hormigón en columnas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	543.40
Hormigón en vigas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	615.19
Hormigón en losas $h=0.25 \text{ m}$ $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	700.50
Casetones de poliestireno de 60x60X20 (Remov)	u	2,000.00
Acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	262,601.86
Malla electrosoldada $\varnothing 4.5\text{mm}$ c/.15	m^2	4,492.00
Malla electrosoldada $\varnothing 5\text{mm}$ c/.10	m^2	2,831.00
MAMPOSTERÍA		
Mampostería de bloque 0,15	m^2	4,844.39
Mampostería de bloque 0,10	m^2	1,205.48
Mampostería de bloque 0,20	m^2	1,312.03
REVESTIMIENTOS		
Enlucido vertical interior	m^2	12,572.75
Enlucido vertical exterior	m^2	2,579.57

4.6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

En el análisis de precios unitarios, se tomó en consideración la actual base de datos de la Cámara de la Construcción de Quito, los mismos que se manejan en el software ProExcel, programa muy útil en la elaboración de presupuestos.

A continuación se presenta un ejemplo del análisis de precios unitarios del rubro Hormigón Simple f'c 210 Kg/cm² vigas incluido encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
CODIGO:	504819	CODIGO ALTERNO:	02.009.01.26	RENDIMIENTO:	1.5259	Horas/m3		
DESCRIPCION:	HORMIGON SIMPLE 210 VIGAS (INC. ENCOFRADO)			C. DIRECTO:	198.72	100		
UNIDAD:	m3			C.INDIRECTO:	0.00%	0.00		
ESPECIFICACION				C.TOTAL:	198.72			
EQUIPO								
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	REND.	TOTAL	%
200001	Herramienta menor		Hora	0.20	13.00	1.5152	3.94	1.98
200012	Concretera 1 saco		Hora	2.10	1.00	1.5152	3.18	1.60
200013	Vibrador		Hora	1.00	1.00	1.5152	1.52	0.76
TOTAL EQUIPO (A)							8.64	4.34
MANO DE OBRA								
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	S.R.H.	CANTIDAD	REND.	TOTAL	%
400001	Peon		Hora	2.13	11.00	1.5152	35.50	17.86
400003	Albañil		Hora	2.13	2.00	1.5152	6.45	3.25
400002	Ayudante en general		Hora	2.13	2.00	1.5152	6.45	3.25
400004	Maestro de obra		Hora	2.13	1.00	1.5152	3.23	1.63
400048	Carpintero		Hora	2.13	4.00	1.5152	12.91	6.50
TOTAL MANO DE OBRA (B)							64.54	32.49
MATERIALES								
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD		CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%
504230	AUX: HORMIGON SIMPLE F'c=210 KG/CM2		m3		1.0000	59.46	59.46	29.92
504621	AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO		m2		16.0000	4.13	66.08	33.25
TOTAL MATERIALES							125.54	63.17
TRANSPORTE								
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	DISTANCIA	TOTAL	%
TOTAL TRANSPORTE							0.00	0.00

En el Anexo No 6, se presenta los análisis de precios unitarios para la presente alternativa, con excepción de los rubros comunes con la alternativa 1 y 2.

4.6.3 PRESUPUESTO FINAL

Una vez obtenidos los volúmenes de obra de la alternativa #3, y con la ayuda del programa ProExcel, realizado el análisis de precios unitarios para cada uno de los rubros, el presupuesto final para el sistema tradicional con vigas descolgadas, se presenta en la tabla 4.8.

Tabla 4.8 Presupuesto Final, Alternativa #3.

No	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	ESTRUCTURA				707,026.84
1	Replanteo de hormigón simple $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$	m3	15.90	72.39	1,151.00
2	Hormigón en vigas de cimentación $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	421.94	96.68	40,793.16
3	Hormigón en columnas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	543.40	214.71	116,673.41
4	Hormigón en vigas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	615.19	198.72	122,250.56
5	Hormigón en losas $h=0.25 \text{ m}$ $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	700.50	122.39	85,734.20
6	Casetones de poliestireno de 60x60X20 (removibles)	u	2,000.00	7.67	15,340.00
7	Acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	262,601.86	1.08	283,610.01
8	Malla electrosoldada $\emptyset 4.5\text{mm}$ c/.15	m2	4,492.00	4.96	22,280.32
9	Malla electrosoldada $\emptyset 5\text{mm}$ c/.10	m2	2,831.00	6.78	19,194.18
	MAMPOSTERÍA				57,076.04
10	Mampostería de bloque 0,15	m2	4,844.39	7.47	36,187.59
11	Mampostería de bloque 0,10	m2	1,205.48	7.01	8,450.41
12	Mampostería de bloque 0,20	m2	1,312.03	9.48	12,438.04
	REVESTIMIENTOS				74,704.40
13	Enlucido vertical interior mortero 1:5	m2	12,572.75	4.84	60,852.11
14	Enlucido vertical exterior	m2	2,579.57	5.37	13,852.29
	TOTAL:				838,807.28

SON :OCHOCIENTOS TREINTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS SIETE dólares VEINTE Y OCHO centavos

CAPITULO 5

ANÁLISIS COMPARATIVO

5.1 CARGAS

Una vez realizado el diseño definitivo de las tres alternativas, se presenta los resultados obtenidos en cuanto a cargas. En la tabla 5.1 se presenta las cargas muertas adoptadas para el diseño estructural, obtenidas del peso que aporta la mampostería, masillados, cielos falsos y acabados de piso; no se muestra la carga viva debido a que esta es la misma para cada uno de los diseños.

Tabla 5.1 Cargas muertas.

<i>Nivel</i>	<i>Carga Muerta</i>		
	<i>Alt. 1</i>	<i>Alt. 2</i>	<i>Alt. 3</i>
<i>m.</i>	T/m^2	T/m^2	T/m^2
Nv.+ 27.00	0.24	0.243	0.240
Nv.+ 24.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 21.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 18.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 15.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 12.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 9.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 6.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 3.00	0.241	0.377	0.368
Nv.+ 0.00	0.186	0.257	0.251
Nv.- 3.00	0.124	0.127	0.124
Nv.- 6.00	0.124	0.127	0.124

Como se puede apreciar en la tabla 5.1, los pesos debido a carga muerta en la alternativa 1, son inferiores a la alternativa 2 y 3, ya que desde el nivel +0.00 hasta el nivel +24.00 las paredes interiores de la estructura son de gypsum, dando como resultado un peso menor.

5.2 SECCIONES

Al finalizar el diseño estructural de todas las alternativas, habiendo revisado modos vibratorios y derivas, las secciones definitivas para cada alternativa son las siguientes:

5.2.1 VIGAS

En la tabla 5.2 se presenta las secciones finales de las vigas para las alternativas 1 y 3, no se presenta secciones de vigas de la alternativa 2, debido a que se trata de una estructura con losas planas, en las cuales no existen vigas sino nervios centrales.

Tabla 5.2 Secciones de vigas.

Nivel	Alternativa 1		Alternativa 3	
	Viga (cm)		Viga (cm)	
	b	h	b	h
Nv + 27	40	40	45	50
Nv + 24	45	45	45	50
Nv + 21	45	55	45	55
Nv + 18	45	55	45	55
Nv + 15	45	60	50	60
Nv + 12	45	60	55	60
Nv + 9	45	60	55	60
Nv + 6	45	60	50	60
Nv + 3	45	60	50	60
Nv + 0	45	60	50	60
Nv - 3	45	55	45	55
Nv - 6	45	55	45	55

Siendo consecuentes con los resultados de la comparación de cargas muertas, las secciones de las vigas de la alternativa 1, también son más pequeñas que las calculadas en la alternativa 3, sin embargo, se debe considerar que la alternativa 1 posee vigas secundarias metálicas sobre las cuales se asienta la losa deck, y que además ayudan en el control de derivas.

5.2.2 LOSAS Y COLUMNAS

Para el caso de las losas, no se puede realizar una comparación directa, debido a que son sistemas diferentes, y su comportamiento estructural difiere entre ellos, ya que, en el caso de la alternativa 1 y 3, las losas son transmisoras de cargas, mientras que para la alternativa 2, la losa es un elemento estructural resistente, razón por la cual, la altura de la losa plana, es mayor que la losa sobre vigas.

En cuanto a las secciones de las columnas, se puede apreciar una diferencia considerable entre los tres sistemas, su explicación radica esencialmente en el peso de las estructuras, además de considerar que en el caso de la alternativa 2, el sistema no cuenta con vigas que ayuden en el control de derivas, razón por la cual, las secciones más grandes pertenecen a esta alternativa.

En la tabla 5.3 se presenta las secciones finales de las columnas para las 3 alternativas.

Tabla 5.3 Secciones de columnas.

<i>Alternativa 1</i>		<i>Alternativa 2</i>		<i>Alternativa 3</i>	
b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
100	50	140	70	110	65

5.2.3 CIMENTACIONES

Considerando que el diseño de las cimentaciones de las tres alternativas, se lo realizó bajo el criterio de cimentaciones rígidas, este diseño fue gobernado por el peso total de la estructura, ya que el esfuerzo admisible fue constante en los tres diseños; en donde, las secciones de las cimentaciones siguen la misma tendencia que las columnas, dejando a la alternativa 2 con las secciones más grandes, y a la alternativa 1 con las secciones más pequeñas.

5.3 VOLÚMENES DE OBRA

En lo referente a volúmenes de obra, en la tabla 5.4, se presenta un cuadro comparativo, en el cual se puede apreciar el volumen de hormigón y la cuantía de acero que se requiere para cada alternativa, en los diferentes componentes estructurales, además de una comparación porcentual, con referencia a la alternativa más pesada.

Tabla 5.4 Volúmenes de obra.

			Gypsum-Deck	V. Descolgadas	Losa Plana
	<i>Rubro</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Cantidad</i>
Columnas	Hormigón	m ³	418	543.4	744.8
	Acero de Refuerzo	Kg	101220.99	138235.28	178078.34
Vigas	Hormigón	m ³	640.31	615.19	
	Acero de Refuerzo	Kg	66402.03	63275.53	45521.86
Losas	Hormigón	m ³	484.65	700.50	1655.72
	Acero Estructural	Kg	101955.20		
	Acero de Refuerzo	Kg		31686.97	41188.57
Cimentación	Hormigón	m ³	385.56	421.94	509.83
	Acero de Refuerzo	Kg	25146.86	27862.88	37929.78
Total	Peso	T	6044.59	7213.50	9581.26
	Hormigón	m ³	1928.52	2281.04	2910.29
	Acero de Refuerzo	Kg	192769.88	261060.66	302718.56
Porcentajes	Peso	%	63.1%	75.3%	100.0%
	Hormigón	%	66.3%	78.4%	100.0%
	Acero de Refuerzo	%	63.7%	86.2%	100.0%

5.4 PRESUPUESTO

En la tabla 5.5 se presenta el presupuesto de las tres alternativas, categorizado por capítulos de rubros, en los cuales se puede apreciar desde el más económico al más costoso, y a su vez el capítulo que tiene mayor influencia en el presupuesto final.

Tabla 5.5 Presupuesto.

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
	<i>Liviano</i>	<i>Losas Planas</i>	<i>Vigas Descolgadas</i>
DESCRIPCIÓN	TOTAL		
ESTRUCTURA	849,985.36	837,355.26	707,026.84
MAMPOSTERÍA	126,894.84	63,482.90	57,076.04
REVESTIMIENTOS	40,237.26	77,971.61	74,704.40
\$	1,017,117.46	978,809.77	838,807.28
	100%	96.23%	82.47%

Este presupuesto se basa netamente en aspectos contables, ya que todos son costos directos, sin embargo, para establecer más parámetros de comparación se puede considerar aspectos financieros como:

- *Tiempo de ejecución de la estructura.*- Recogiendo criterios en la construcción, sobre tiempos de ejecución, se estimó un tiempo de 26 semanas para la construcción de la alternativa 1, 32 para la alternativa 2 y 40 para la alternativa 3.
- *Interés bancario.*- Como dato referencial, se adoptó un interés bancario del 16% anual, que es el interés promedio, manejado por los bancos privados.
- *Inflación.*- Debido a que este parámetro no es constante, se adoptó un valor del 10% anual.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En lo referente al análisis estructural de las edificaciones, se concluye que para el caso de las alternativas 1 y 3 que tienen las mismas características en la determinación del cortante basal, debido al peso total de las estructuras, éste es mayor en la alternativa 3, dando como resultado mayores secciones.
- Dentro de la alternativa 1, los perfiles metálicos utilizados como vigas secundarias a más de servir de apoyo a la losa, proporcionan rigidez a la estructura, ayudándola en el control de derivas.
- En cuanto a la alternativa 2, en donde el sistema es el más pesado, y además, debido a su configuración estructural, por utilizar losas planas, el factor de reducción de resistencia sísmica R , es menor que las alternativas anteriores, dando como resultado mayores fuerzas de diseño.
- Al utilizar sistemas estructurales que empleen losas planas, en donde no existen vigas, se ve la necesidad de contar con losas de buen peralte, combinadas con columnas robustas, con el fin de proporcionar rigidez a la estructura.
- Para las tres alternativas, el parámetro crítico de diseño fue el control de desplazamientos laterales, teniendo así, que el dimensionamiento de las secciones de los componentes estructurales, fue gobernado por este parámetro, dando como resultado que el requerimiento de refuerzo en las columnas, sea el mínimo.
- En lo referente al diseño estructural, el diseño de los perfiles metálicos en la alternativa 1, fue gobernado por deflexiones, y únicamente a carga

vertical, debido a que por ser secundarios, están simplemente apoyados y no llegarán a plastificar.

- En cuanto al diseño de la estructura con losas planas, el buen peralte de la losa, controla el problema de punzonamiento, sin embargo, es necesario una gran cantidad de refuerzo para cumplir con los requerimientos, lo que dificultaría la ductilidad inmediata de la estructura, a pesar de que las cuantías de acero se encuentran dentro de los límites permisibles por el CEC 2001.
- Para las tres alternativas, debido a las grandes secciones de las columnas, en el caso de presentarse un sismo mayor al sismo de diseño, las rótulas plásticas se ubicarán en las vigas, debido a que la capacidad a flexión de las columnas en ausencia de carga, ya es suficiente para garantizar esta condición, además que partiendo del diagrama de interacción de las columnas, a mayor carga, la capacidad a flexión aumenta.
- Al modelar la estructura con losas planas el ancho colaborante utilizado fue de $c2 + 3h$, y al diseñar la losa por el método del pórtico equivalente, los momentos resultantes, fueron similares a los del programa, por lo que se aceptaron los resultados del modelo computacional.
- En las conexiones viga-columna en las alternativas 1 y 3, el cortante actuante no fue superado por el cortante resistido por el hormigón en ninguna conexión, además que al contar con grandes secciones de columnas, los requerimientos de anclaje y adherencia fueron superados sin problemas.
- Al realizar un diseño sismo resistente para las tres alternativas planteadas, se obtuvo lo esperado, teniendo al sistema conformado por losas planas como el más pesado, seguido por el sistema con vigas descolgadas siendo un 24.7% más liviano, y finalmente por el sistema con losas deck siendo 36.9% más liviano con respecto al más pesado.

- Al establecer los volúmenes de obra, en lo referente a hormigón, se obtuvo que el mayor volumen de hormigón requerido para toda la edificación, lo necesita la alternativa 2, seguida por la alternativa 3, con un 21.6% menos, y finalmente por la alternativa 1 con un 33.7% menos de volumen de hormigón.
- En lo referente al acero de refuerzo, se obtuvo que la mayor cantidad de acero requerido para toda la edificación, lo necesita la alternativa 2, seguida por la alternativa 3, con un 13.8% menos, y finalmente por la alternativa 1 con un 36.3% menos de acero de refuerzo.
- Al comparar el costo directo de los elementos comunes en las tres alternativas como son, columnas y cimentaciones se concluye que la estructura con losas planas resulta ser la más costosa, seguida por la alternativa 3, con un 23.87% de ahorro, y finalmente por la alternativa 1, con un 41.45% de ahorro respecto a la más costosa; por lo que podemos concluir, que la alternativa 1, proporciona seguridad sísmica a menor costo.
- A pesar de que el menor volumen de hormigón, y la menor cantidad de acero de refuerzo lo necesita la alternativa 1, se debe considerar que para complementar este sistema, es necesario la utilización de acero estructural, que representa un volumen considerable, que se verá reflejado al realizar el presupuesto.
- Al realizar un análisis comparativo, respecto al costo directo de la estructura para cada alternativa, en lo referente a componentes estructurales, se tiene que la alternativa 1 es la más costosa, seguida por la alternativa 2, con un 1.49% de ahorro, y finalmente por la alternativa 3, con un 16.82% de ahorro respecto a la más costosa; la razón por la que la primera alternativa resulta ser la más costosa a pesar de ser la más liviana, es la cantidad y el costo de los perfiles metálicos y de la placa novalosa.

- Respecto al costo de los componentes arquitectónicos, se tiene que la alternativa 1 es la más costosa, seguida por la alternativa 2, con un 50% de ahorro, y finalmente por la alternativa 3, con un 55% de ahorro respecto a la primera; la razón por la que la primera alternativa resulta ser la más costosa a pesar de ser la más liviana, es el alto costo de las paredes interiores de gypsum.
- La razón principal del alto costo de las paredes de gypsum, es el hecho de que sea un material importado, debido a que aún no se ha visto la necesidad de producirlo nacionalmente, pero en base a estudios como este, en donde es visible las conveniencias estructurales al reducir el peso, se prevé que la utilización de este material podría llegar a masificarse, exigiendo a la industria nacional, la producción a gran escala de este producto, reduciendo significativamente su costo.
- Al concluir el análisis comparativo del costo directo que representa cada alternativa, se tiene que el sistema más costoso, resultó ser el más liviano, seguido del sistema más pesado con un ahorro del 3.77%, y finalmente el sistema más económico es el sistema con vigas descolgadas ya que representa un ahorro del 17.53%, respecto al más costoso.
- Al considerar los aspectos financieros como el tiempo de ejecución, el interés bancario y la inflación, se tiene que, la alternativa 1 terminará costando un 14.08% más del valor inicial, la alternativa 2 un 17.33% y la alternativa 3 un 21.66%, concluyendo así que la alternativa 1, a más de ser la más liviana, presenta menores costos financieros.
- Finalmente, al establecer una conclusión conjunta, tomando en cuenta los costos directos con los financieros, tenemos que, la alternativa 1, sistema liviano, es escasamente un 1.02% más costosa que la alternativa 2, sistema losas planas, y un 12.05% más costosa que la alternativa 3, sistema vigas descolgadas; dejando, prácticamente en las mismas

condiciones económicas a las alternativas 1 y 2, en donde, la decisión final de optar por un método u otro, no lo regirá el aspecto económico, sino las ventajas estructurales.

- Por otro lado, al comparar la alternativa 1, con la alternativa 3, se tiene que el sistema tradicional con losas sobre vigas, es el más económico, sin embargo, se deja abierta la posibilidad de que en un futuro no muy lejano, el gypsum, pueda ser producido nacionalmente, con lo cual su costo se reduciría, y el sistema liviano podría llegar incluso, a ser el más económico.

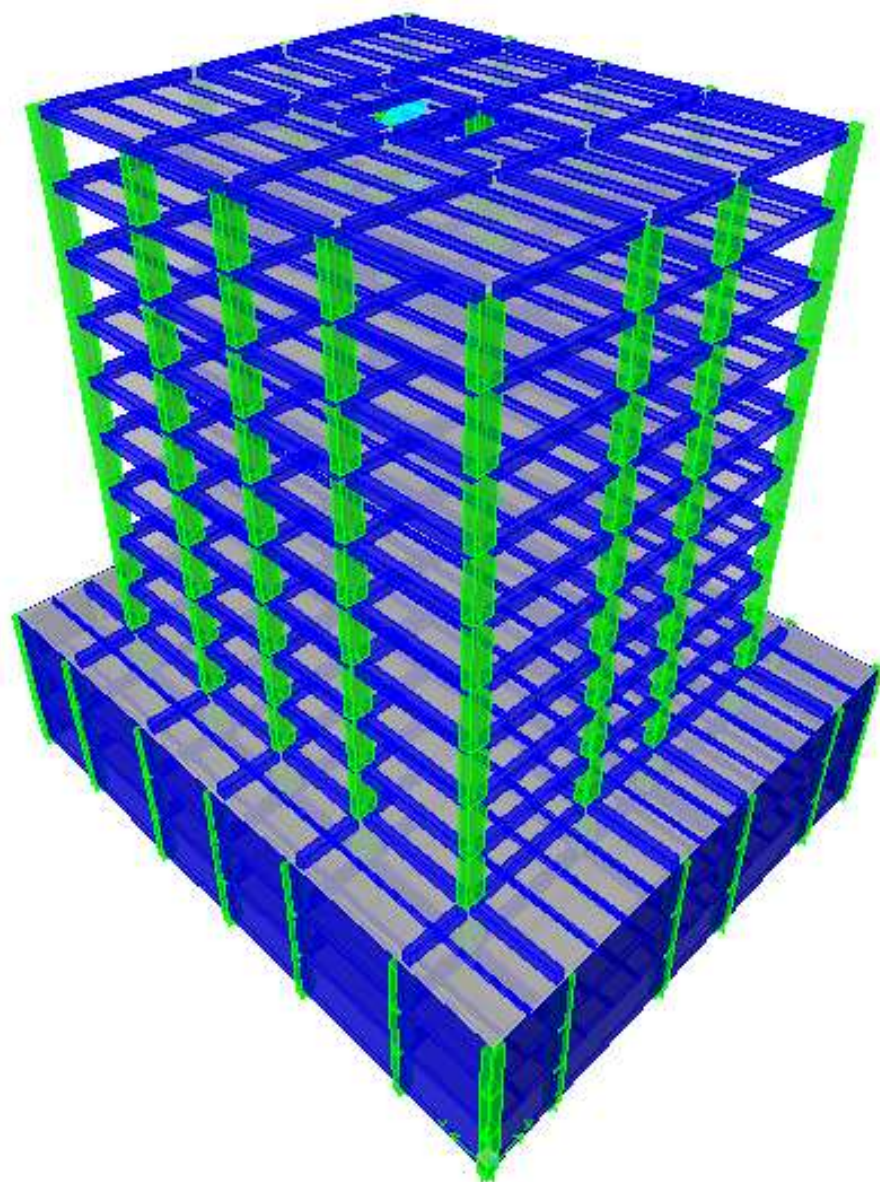
6.2 RECOMENDACIONES

- En toda estructura en donde exista vigas, el diseño a corte, se debe realizar en base a la capacidad real a flexión de éstas, además de considerar el cortante hiperestático y el endurecimiento del acero, con el fin de proporcionar ductilidad a la estructura.
- Al analizar estructuras en las cuales exista losas planas, se recomienda comparar los resultados obtenidos en el programa computacional, con los resultados obtenidos a analizar la estructura mediante el método del pórtico equivalente, debido a que este método es el que más respaldo teórico y experimental tiene.
- Considerando los resultados obtenidos, referente a los costos finales de las alternativas 1 y 2, debido a su menor peso, menores secciones y sobre todo a su mayor seguridad estructural, se recomienda el uso del sistema alternativo liviano por encima del sistema con losas planas.
- Una vez terminado el estudio, se deja un precedente para nuevos estudios en los que se busque otras combinaciones en cuanto a sistemas de entresijos y mamposterías, con el fin de reducir el peso, y además, tratar de que la estructura no se encarezca significativamente.

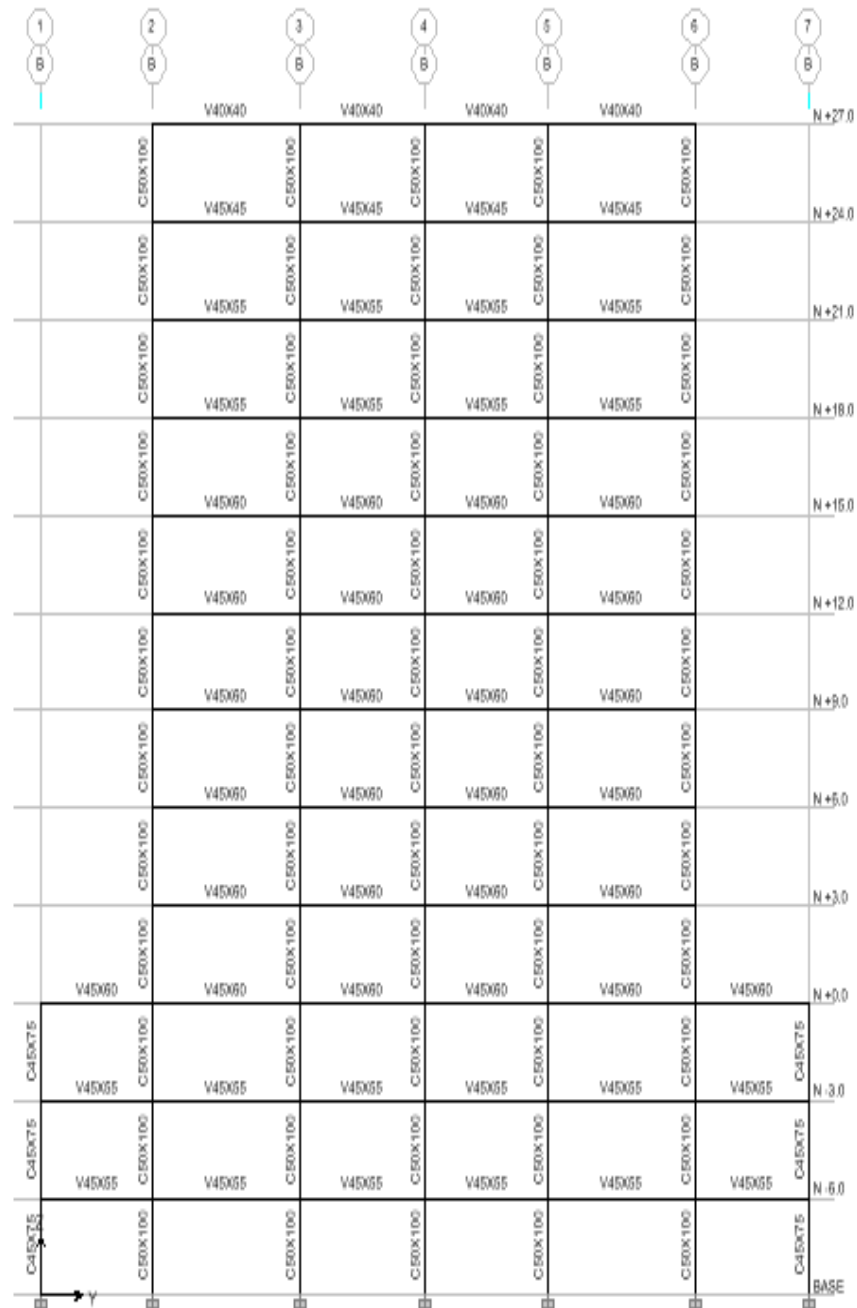
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ◆ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Requisitos y reglamento para concreto estructural y comentarios, 2005, Florida, Estados Unidos.
- ◆ ARELLANO R, Diseño de estructuras de acero, 1998, EPN, Quito, Ecuador.
- ◆ DÍAZ S, Apuntes de clase “Aplicaciones computacionales en estructuras”, 2011, EPN, Quito, Ecuador.
- ◆ GACHET P, Apuntes de clase “Hormigón armado”, 2011, EPN, Quito, Ecuador.
- ◆ GORTAIRE J., SAMANIEGO M., Tesis, Estudio económico comparativo entre el sistema de construcción tradicional y el sistema de paredes resistentes de hormigón armado, 1988, EPN, Ecuador.
- ◆ INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN, código ecuatoriano de la construcción, 2001, Quito, Ecuador.
- ◆ JARAMILLO D, Tesis, Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón, 2009, EPN, Quito, Ecuador.
- ◆ LOZADA M, Tesis, Examinar alternativas de estructuración en hormigón armado para el edificio Severino, 2003, EPN, Quito, Ecuador.
- ◆ Placencia P, Diseño sismo-resistente de edificios con vigas banda, 1999, EPN, Quito, Ecuador.
- ◆ NILSON A, Diseño de estructuras de concreto, 1999, Santafé de Bogotá, Colombia

ANEXO No 1
SECCIONES FINALES, PROGRAMA ETABS,
ALTERNATIVA 1



		V40X40	V40X40	V40X40		N+27.0
	C50X100	V45X45	V45X45	V45X45	C50X100	N+24.0
	C50X100	V45X55	V45X55	V45X55	C50X100	N+21.0
	C50X100	V45X55	V45X55	V45X55	C50X100	N+18.0
	C50X100	V45X60	V45X60	V45X60	C50X100	N+15.0
	C50X100	V45X60	V45X60	V45X60	C50X100	N+12.0
	C50X100	V45X60	V45X60	V45X60	C50X100	N+9.0
	C50X100	V45X60	V45X60	V45X60	C50X100	N+6.0
	C50X100	V45X60	V45X60	V45X60	C50X100	N+3.0
	V45X60	V45X60	V45X60	V45X60	V45X60	N+0.0
C45X75	C50X100	V45X55	V45X55	V45X55	C50X100	N-3.0
C45X75	C50X100	V45X55	V45X55	V45X55	C50X100	N-6.0
C45X75	C50X100				C50X100	BASE



ANEXO No 2
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS,
ALTERNATIVA 1

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Replanteo de hormigón simple $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$

UNIDAD:

m³

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.80	1.68
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.80	0.16
SUBTOTAL M					1.84
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil	3.00	2.13	6.39	0.80	5.11
Peón	7.00	2.13	14.91	0.80	11.93
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.10	0.21
SUBTOTAL N					23.43
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=140 KG/CM2	m ³	1	53.3	53.3	
SUBTOTAL O				53.30	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					72.39
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					72.39
VALOR OFERTADO					72.39



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

SETENTA Y DOS dólares TREINTA Y NUEVE centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en vigas de cimentación f'c= 210
kg/cm2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ENCOFRADO/DESENCOFRADO VIGAS CIMENTACION	m2	4	5.16	20.64	
Hormigón Premezclado f'c= 210 kg/cm2	m3	1.00	76.04	76.04	
SUBTOTAL O					96.68
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					96.68
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					96.68
VALOR OFERTADO					96.68



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOVENTA Y SEIS dólares SESENTA Y OCHO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en columnas f'c= 210 kg/cm2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					3.31
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.00	2.10
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SUBTOTAL M					6.41
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	11.00	2.13	23.43	1.00	23.43
Albañil	2.00	2.13	4.26	1.00	4.26
Ayudante de albañil	2.00	2.13	4.26	1.00	4.26
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.10	0.21
Carpintero	4.00	2.13	8.52	4.00	34.08
SUBTOTAL N					42.60
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2	m3	1	59.46	59.46	
AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m2	20.00	4.13	82.60	
SUBTOTAL O				142.06	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				C=A*B	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					214.71
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					214.71
VALOR OFERTADO					214.71



Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

DOSCIENTOS CATORCE dólares SETENTA Y UN centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en vigas f'c= 210 kg/cm2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	13.00	0.20	2.60	1.52	3.94
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.52	3.18
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.52	1.52
SUBTOTAL M					8.64
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	11.00	2.13	23.43	1.52	35.50
Albañil	2.00	2.13	4.26	1.52	6.45
Ayudante en general	2.00	2.13	4.26	1.52	6.45
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	1.52	3.23
Carpintero	4.00	2.13	8.52	1.52	12.91
SUBTOTAL N					42.60
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2	m3	1	59.46	59.46	
AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m2	16.00	4.13	66.08	
SUBTOTAL O				125.54	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					198.72
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					198.72
VALOR OFERTADO					198.72



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CIENTO NOVENTA Y OCHO dólares SETENTA Y DOS centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en losa f'c= 210 kg/cm2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.53
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SUBTOTAL M					1.53
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	4.00	2.13	8.52	1.00	8.52
Albañil	1.00	2.13	2.13	1.00	2.13
SUBTOTAL N					10.65
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2	m3	1	64.39	64.39	
SUBTOTAL O				64.39	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					76.57
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					76.57
VALOR OFERTADO					76.57



E.M.
Ingenieros y Diseños Estructurales

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

SETENTA Y SEIS dólares CINCUENTA Y SIETE centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Placa Novalosa

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.27	0.05
Andamio	2.00	0.12	0.24	0.27	0.06
SUBTOTAL M					0.11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.27	0.57
Ayudante de albañil	1.00	2.13	2.13	0.27	0.57
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.27	0.57
Inspector	0.10	2.13	0.21	0.27	0.06
SUBTOTAL N					6.60
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
TABLA DE MONTE 20 CM	u	0.08	0.96	0.08	
PINGOS D= 8 CM	m	0.38	0.86	0.33	
PLACA H.G. TIPO NOVALOSA 0.65 MM	m2	1.05	7.50	7.88	
SUBTOTAL O					8.29
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.17
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.17
VALOR OFERTADO					10.17



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

DIEZ dólares DIECISIETE centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

UNIDAD:

kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C=A*B$	R	$D=C*R$
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	0.01
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.01	0.00
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C=A*B$	R	$D=C*R$
Fierrero	2.00	2.13	4.26	0.01	0.06
Ayudante de fierrero	1.00	2.13	2.13	0.01	0.03
Maestro de obra	0.25	2.13	0.53	0.01	0.01
SUBTOTAL N					6.92
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ACERO DE REFUERZO $FC=4200\text{KG/CM}^2$	kg	1.05	0.88	0.92	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0.05	1.00	0.05	
SUBTOTAL O					0.97
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	$C=A*B$	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.08
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.08
VALOR OFERTADO					1.08



Cálculo y Precios Extraordinarios

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

UN dólar OCHO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero estructural y pintura anticorrosiva

UNIDAD:

kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Soldadora eléctrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.13	0.13
Taladro eléctrico	1.00	1.10	1.10	0.13	0.15
SUBTOTAL M					0.28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Ayudante de albañil	1.00	2.13	2.13	0.13	0.28
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.13	0.28
Ayudante de maquinaria	1.00	2.13	2.13	0.13	0.28
Inspector	0.10	2.13	0.21	0.13	0.03
SUBTOTAL N					6.60
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ANTICORROSIVO	gl	0.01	13.91	0.14	
THINNER	gl	0.01	7.40	0.07	
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0.05	2.64	0.13	
PERFIL METÁLICO (C/G)	kg	1.00	0.80	0.80	
SUBTOTAL O				1.14	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.29
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.29
VALOR OFERTADO					2.29



E.M.
Ingeniería y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

DOS dólares VEINTE Y NUEVE centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Malla electrosoldada Ø 4.5mm c/.15

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Amoladora electrica	1.00	1.10	1.10	0.05	0.06
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.05	0.01
SUBTOTAL M					0.07
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Fierrero	1.00	2.13	2.13	0.05	0.11
Ayudante de fierrero	1.00	2.13	2.13	0.05	0.11
Peon	1.00	2.13	2.13	0.05	0.11
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
MALLA ELECTROSOLDADA Ø4,5MM. .15X.15	kg	1.05	3.29	3.45	
ALAMBRE GALVANIZADO #18	kg	0.05	0.90	0.05	
SUBTOTAL O				3.50	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Malla electrosoldada Ø4,5mm. .15x.15	kg	100	105	1.05	
Alambre galvanizado · no 18	kg	10	0.5	0.01	
SUBTOTAL P				1.06	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.96
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.96
VALOR OFERTADO					4.96



E.M.
Ingeniería y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CUATRO dólares NOVENTA Y SEIS centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Malla electrosoldada Ø 5mm c/.10

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.05	0.01
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Fierrero	1.00	2.13	2.13	0.05	0.11
Ayudante de fierrero	1.00	2.13	2.13	0.05	0.11
Peón	1.00	2.13	2.13	0.05	0.11
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
MALLA ELECTROSOLDADA 10X10X5	kg	1.05	6.09	6.39	
ALAMBRE GALVANIZADO #18	kg	0.05	0.90	0.05	
SUBTOTAL O				6.44	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Malla electrosoldada 10x10x5	kg	0	0	0	
Alambre galvanizado · no 18	kg	0	0	0	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.78
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					6.78
VALOR OFERTADO					6.78



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

SEIS dólares SETENTA Y OCHO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Mampostería de bloque 0,15

UNIDAD:

m²

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.14
Andamio	1.00	0.12	0.12	0.62	0.07
SUBTOTAL M					0.21
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.62	1.31
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.62	1.31
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.06	0.13
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
BLOQUE ALIVIANADO 15X20X40	u	13	0.27	3.51	
AUX: MORTERO CEMENTO: ARENA 1:6	m ³	0.02	49.86	1.00	
SUBTOTAL O				4.51	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.47
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.47
VALOR OFERTADO					7.47



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

SIETE dólares CUARENTA Y SIETE centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Mampostería de bloque 0,10

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.45	0.09
Andamio	1.00	0.12	0.12	0.45	0.05
SUBTOTAL M					0.14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.45	0.96
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.45	0.96
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.45	0.96
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
BLOQUE ALIVIANADO 10X20X40	u	13	0.23	2.99	
AUX: MORTERO CEMENTO: ARENA 1:6	m3	0.02	49.86	1.00	
SUBTOTAL O				3.99	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.01
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.01
VALOR OFERTADO					7.01



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

SIETE dólares UN centavo

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Mampostería de bloque 0,20

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.45	0.09
Andamio	1.00	0.12	0.12	0.45	0.05
SUBTOTAL M					0.14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.45	0.96
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.45	0.96
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.45	0.96
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
BLOQUE ALIVIANADO 20X20X40	u	13	0.42	5.46	
AUX: MORTERO CEMENTO: ARENA 1:6	m3	0.02	49.86	1.00	
SUBTOTAL O				6.46	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.48
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.48
VALOR OFERTADO					9.48



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NUEVE dólares CUARENTA Y OCHO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Paredes de Gypsum

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
Paredes Gypsum doble lado (Instaladas)	m2	1	28	28	
SUBTOTAL O				28.00	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					28
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					28
VALOR OFERTADO					28



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

VEINTE Y OCHO dólares CERO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Enlucido vertical interior

UNIDAD:

m²

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.67	0.13
SUBTOTAL M					0.13
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.67	1.42
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.67	1.42
Inspector	0.10	2.13	0.21	0.67	0.14
SUBTOTAL N					4.47
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
CEMENTO	sac	0.19	7.46	1.42	
ARENA	m ³	0.03	10.00	0.30	
AGUA	m ³	0.01	0.92	0.01	
SUBTOTAL O				1.73	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.84
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.84
VALOR OFERTADO					4.84



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CUATRO dólares OCHENTA Y CUATRO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Enlucido vertical exterior

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.64	0.13
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.64	0.08
SUBTOTAL M					0.21
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.64	1.36
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.64	1.36
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.64	1.36
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
AUX: MORTERO CEMENTO : CEMENTINA : ARENA 1:1:6	m3	0.02	54.05	1.08	
SUBTOTAL O				1.08	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				5.37	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.37
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.37
VALOR OFERTADO					5.37



calidad y diseño en concreto

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CINCO dólares TREINTA Y SIETE centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Estuco en paredes interiores

UNIDAD:

m²

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.40	0.08
Andamio	2.00	0.12	0.24	0.40	0.10
SUBTOTAL M					0.18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.40	0.85
Albañil	1.00	2.13	2.13	0.40	0.85
Inspector	0.10	2.13	0.21	0.40	0.09
SUBTOTAL N					4.47
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ESTUCO PARA INTERIORES	gl	0.08	7.4	0.59	
SUBTOTAL O				0.59	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.56
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.56
VALOR OFERTADO					2.56



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

DOS dólares CINCUENTA Y SEIS centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ENCOFRADO/DEENCOFRADO VIGAS
CIMENTACIÓN

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.20	0.04
SUBTOTAL M					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Ayudante en general	1.00	2.13	2.13	0.40	0.85
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.08	0.17
Carpintero	1.00	2.13	2.13	0.40	0.85
SUBTOTAL N					6.39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
AUX: ENCOFRADO MADERA MONTE CEPILLADA	m2	1	3.25	3.25	
SUBTOTAL O				3.25	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.16
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.16
VALOR OFERTADO					5.16



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CINCO dólares DIECISÉIS centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=140 KG/CM2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ARENA	m3	0.65	10	6.5	
RIPIO	m3	0.95	10.00	9.50	
AGUA	m3	0.24	0.92	0.22	
CEMENTO	kg	309.00	0.12	37.08	
SUBTOTAL O					53.30
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					53.3
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					53.3
VALOR OFERTADO					53.3



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CINCUENTA Y TRES dólares TREINTA centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ARENA	m3	0.65	10	6.5	
RIPIO	m3	0.95	10.00	9.50	
AGUA	m3	0.22	0.92	0.20	
CEMENTO	kg	360.50	0.12	43.26	
SUBTOTAL O					59.46
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					59.46
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					59.46
VALOR OFERTADO					59.46



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CINCUENTA Y NUEVE dólares CUARENTA Y SEIS centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

AUX: MORTERO CEMENTO: ARENA 1:6

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
CEMENTO	kg	309	0.12	37.08	
ARENA	m3	1.25	10.00	12.50	
AGUA	m3	0.31	0.92	0.28	
SUBTOTAL O					49.86
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					49.86
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					49.86
VALOR OFERTADO					49.86



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CUARENTA Y NUEVE dólares OCHENTA Y SEIS centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

AUX: MORTERO CEMENTO : CEMENTINA : ARENA
1:1:6

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
CEMENTINA	kg	125	0.1	12.5	
CEMENTO	kg	255.00	0.12	30.60	
ARENA	m3	1.07	10.00	10.70	
AGUA	m3	0.27	0.92	0.25	
SUBTOTAL O					54.05
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					54.05
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					54.05
VALOR OFERTADO					54.05



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CINCUENTA Y CUATRO dólares CINCO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

AUX: ENCOFRADO MADERA MONTE
CEPILLADA

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
RIELES PARA ENCOFRADO	u	0.45	1.13	0.51	
PINGOS	m	2.40	0.81	1.94	
TABLA DE MONTE 0,30M	m	0.83	0.79	0.66	
ACEITE QUEMADO	gl	0.06	0.50	0.03	
CLAVOS	kg	0.15	0.76	0.11	
SUBTOTAL O					3.25
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.25
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.25
VALOR OFERTADO					3.25



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

TRES dólares VEINTE Y CINCO centavos

Anexo No 2

Tesis Gypsum-Deck

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

AUX: ENCOFRADO TABLERO
CONTRACHAPADO

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
ALFAJÍA EUCALIPTO 7X7	m	0.25	0.9	0.23	
PINGOS	m	1.50	0.81	1.22	
TABLERO CONTRACHAPADO "B" 15MM	u	0.08	27.12	2.28	
ACEITE QUEMADO	gl	0.50	0.50	0.25	
CLAVOS	kg	0.20	0.76	0.15	
SUBTOTAL O					4.13
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.13
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.13
VALOR OFERTADO					4.13

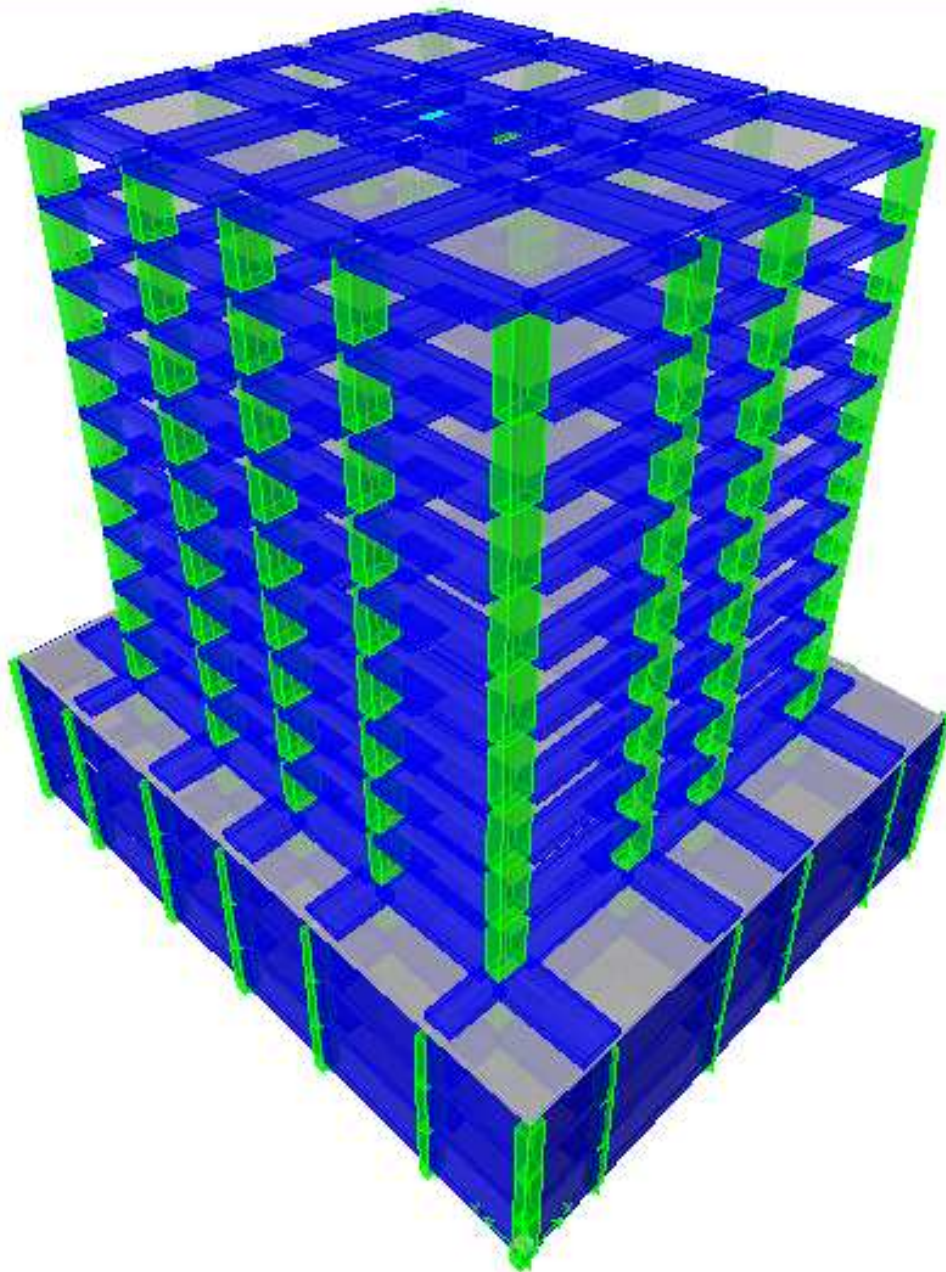


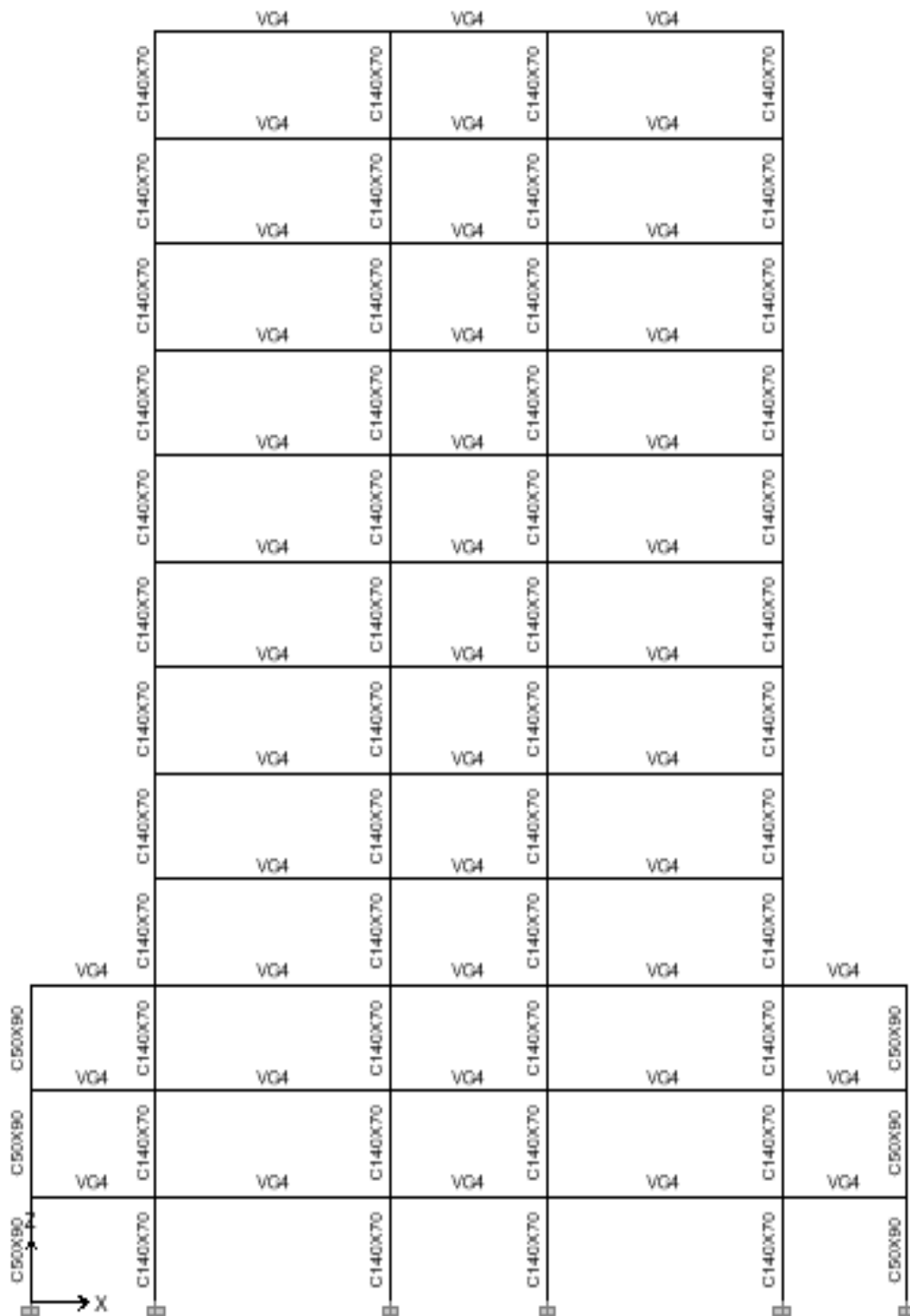
E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CUATRO dólares TRECE centavos

ANEXO No 3
SECCIONES FINALES, PROGRAMA ETABS,
ALTERNATIVA 2





ANEXO No 4
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS,
ALTERNATIVA 2

Anexo No 4

Tesis Losas Planas

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en losas h=0.4 m f'c= 210 kg/cm2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	5.00	0.20	1.00	1.00	1.00
Andamio	1.00	0.12	0.12	1.00	0.12
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SUBTOTAL M					2.12
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6.00	2.13	12.78	1.00	12.78
Albañil	2.00	2.13	4.26	1.00	4.26
Inspector	1.00	2.13	2.13	1.00	2.13
SUBTOTAL N					19.17
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2	m3	1.02	64.39	65.68	
CLAVOS 2 A 4 "	kg	0.20	0.92	0.18	
PINGO EUCALIPTO D= 10 CM	m	12.00	1.00	12.00	
RIEL DE EUCALIPTO	u	3.50	1.00	3.50	
TABLA DE MONTE 20 CM	u	3.10	0.96	2.98	
TRIPLEX 15 MM TIPO B	m2	4.30	8.49	36.51	
SUBTOTAL O				120.85	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					142.14
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					142.14
VALOR OFERTADO					142.14



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CIENTO CUARENTA Y DOS dólares CATORCE centavos

Anexo No 4

Tesis Losas Planas

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Casetones de poliestireno de 60x60X35

UNIDAD:

u

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.10	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	2.13	0.10	0.21
Maestro de obra	1.00	2.13	2.13	0.01	0.02
SUBTOTAL N					4.26
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
Casetón EspumaFlex 60x60x35	u	1	6.5	6.5	
Recubrimiento Plástico	u	1.00	3.71	3.71	
SUBTOTAL O					10.21
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.46
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.46
VALOR OFERTADO					10.46

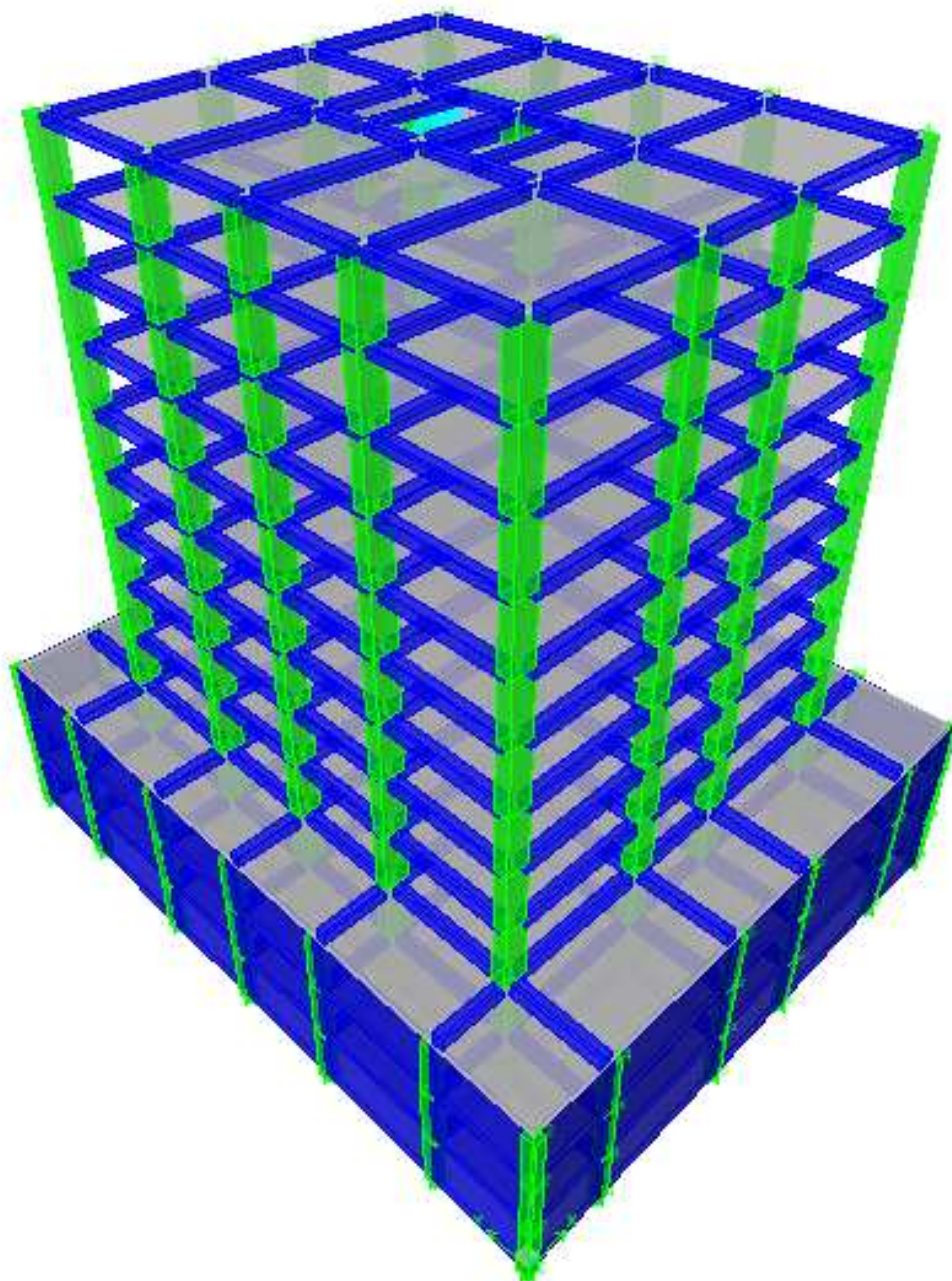


E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

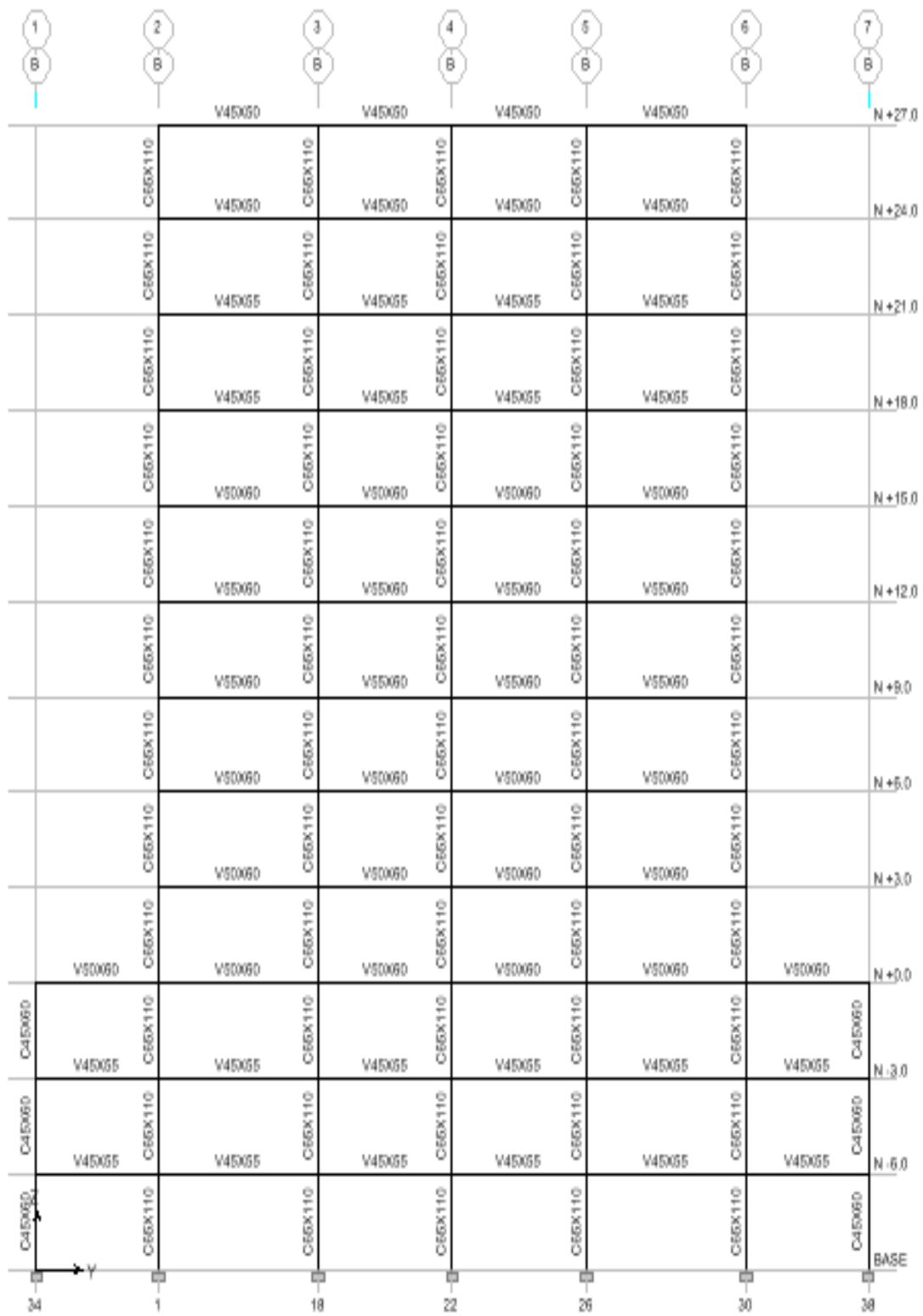
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

DIEZ dólares CUARENTA Y SEIS centavos

ANEXO No 5
SECCIONES FINALES, PROGRAMA ETABS,
ALTERNATIVA 3



		V45X50	V45X50	V45X50		N+27.0
	C65X110	V45X50	C65X110	V45X50	C65X110	N+24.0
	C65X110	V45X55	C65X110	V45X55	C65X110	N+21.0
	C65X110	V45X55	C65X110	V45X55	C65X110	N+18.0
	C65X110	V50X80	C65X110	V50X80	C65X110	N+15.0
	C65X110	V55X80	C65X110	V55X80	C65X110	N+12.0
	C65X110	V55X80	C65X110	V55X80	C65X110	N+9.0
	C65X110	V50X80	C65X110	V50X80	C65X110	N+6.0
	C65X110	V50X80	C65X110	V50X80	C65X110	N+3.0
	V50X80	V50X80	V50X80	V50X80	V50X80	N+0.0
C60X55	C65X110	V45X55	C65X110	V45X55	C65X110	N-3.0
C60X55	C65X110	V45X55	C65X110	V45X55	C65X110	N-6.0
C60X55	C65X110		C65X110		C65X110	BASE
43	1	2	3	4	50	



ANEXO No 6
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS,
ALTERNATIVA 3

Anexo No 6
Tesis Vigas Descolgadas

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Hormigón en losas h=0.25 m f'c= 210 kg/cm2

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	5.00	0.20	1.00	1.00	1.00
Andamio	1.00	0.12	0.12	1.00	0.12
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SUBTOTAL M					2.12
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6.00	2.13	12.78	1.00	12.78
Albañil	2.00	2.13	4.26	1.00	4.26
Inspector	1.00	2.13	2.13	1.00	2.13
SUBTOTAL N					19.17
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario		
CLAVOS 2 A 4 "	kg	0.2	0.92		0.18
TRIPLEX 15 MM TIPO B	m2	2.15	8.49		18.25
TABLA DE MONTE 20 CM	u	1.55	0.96		1.49
PINGO EUCALIPTO D= 10 CM	m	12.00	1.00		12.00
RIEL DE EUCALIPTO	u	3.50	1.00		3.50
HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2	m3	1.02	64.39		65.68
SUBTOTAL O					101.10

TRANSPORTE				
	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				122.39
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			0.00%	0
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				122.39
VALOR OFERTADO				122.39



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

CIENTO VEINTE Y DOS dólares TREINTA Y NUEVE centavos

Anexo No 6

Tesis Vigas Descolgadas

NOMBRE DEL OFERENTE:

Machado-Correa

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Casetones de poliestireno de 60x60X20

UNIDAD:

u

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.10	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	1.00	2.13	1.00	0.10	0.21
Maestro de obra	1.00	2.13	1.00	0.01	0.02
SUBTOTAL N					0.23
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. Unitario	COSTO	
Casetón espumaflex 60x60x20	u	1	3.71	3.71	
Recubrimiento Plástico	u	1	3.71	3.71	
SUBTOTAL O					7.42
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.67
	u	1.00	3.71	3.71	
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.67
VALOR OFERTADO					7.67



E.M.
Cálculo y Diseño Estructural

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

SIETE dólares SESENTA Y SIETE centavos