

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMA APORTICADO Y
SISTEMA DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN**

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

DIANA ELISA JARAMILLO BARRIGA

dianajaramillo@mail.com

DIRECTOR: ING. Msc. PATRICIO PLACENCIA

patohpla@hotmail.com

Quito, Febrero 2009

DECLARACIÓN

Yo, DIANA ELISA JARAMILLO BARRIGA, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he 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.

DIANA JARAMILLO BARRIGA

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por DIANA ELISA JARAMILLO BARRIGA, bajo mi supervisión.

**ING. MSC. PATRICIO
PLACENCIA ANDRADE**

AGRADECIMIENTO

A Dios que me dá una fe correcta, una esperanza firme, su amor y fortaleza.

A mi padre por el anhelo de que me supere cada día, le agradezco por su apoyo y esfuerzo por darme una profesión.

A mi madre por su amor y cuidado incondicional, por estar conmigo en todo momento e inculcarme valores que los llevaré conmigo siempre.

A mis hermanas Ceci y Cristi por su cariño, cuidado y apoyo; y por poder contar siempre con ellas.

A mi cuñado Fernando por su amistad e interés en mis estudios.

A mis gordos Mathiu, Kimy y Sol por su ternura y sonrisas con las que alegran mi vida.

A Daniel de quien siempre he recibido amor, comprensión, ayuda y consejo; gracias mamor.

A mis compañeros: Liliana, Elizabeth, Fernanda, Cristina, Diego y Milton que me han acompañado a lo largo de mi carrera y que se han convertido en verdaderos amigos con los que puedo contar siempre. A mis amigas de toda la vida Verito y Ale por todo lo bueno que he recibido de ellas.

A los Ingenieros Jorge Espinoza, Félix Vaca por toda su colaboración y en especial a Patricio Placencia por su amistad y dedicación que me ha dado para culminar mi tesis. A las Sras. Sonia y Ligia por su amistad y simpatía.

Al Ing. José Fernández por su insistencia y preocupación para que me gradúe. Al Ing. Puebla por su asesoría cordial.

Y a todos los que de una manera u otra manera han colaborado a lo largo de mi carrera para que este momento sea posible.

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a la Santísima Trinidad que ilumina y orienta mi vida; y a mi madre la Virgen María que imprime en mi corazón el verdadero amor.

También dedico con mucho cariño, a mis padres: Bolívar y Cecilia quienes me supieron dar la fuerza y la confianza en todo momento de mi vida.

A mis hermanas y sobrinos, por todo su cariño y comprensión.

A Daniel, quien camina junto a mí por el sendero de la vida y a quien le expreso mi amor, respeto y admiración.

Y por último, este trabajo me dedico a mí, para que sea un incentivo para seguir por la vida buscando siempre el espíritu de superación sin olvidar la esencia de mi espíritu.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCION	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 OBJETIVOS	2
1.4 ALCANCE.....	3
1.5 ARQUITECTURA DE LOS PROYECTOS	3
CAPÍTULO 2	5
SISTEMAS ESTRUCTURALES	5
2.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS	6
2.2 SISTEMA DE PÓRTICOS	7
2.2.2 <i>ELEMENTOS ESTRUCTURALES</i>	7
2.3 SISTEMA DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN.....	9
2.3.1 <i>GENERALIDADES</i>	9
2.3.2 <i>ELEMENTOS ESTRUCTURALES</i>	10
2.4 MODELACIONES	11
CAPÍTULO 3	12
DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA DE PÓRTICOS	12
3.1 INTRODUCCIÓN	12
3.2 EJEMPLO PROYECTO No. 1.....	12
3.2.1 <i>DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA</i>	13
3.2.2 <i>DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL</i>	14
3.2.3 <i>DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL</i>	14
3.2.3.1 Distribución vertical del corte basal	16
3.2.4 <i>MODELACIÓN</i>	17
3.2.5 <i>DISEÑO DE COLUMNAS</i>	21
3.2.5.1 Revisión de esbeltez	22
3.2.5.2 Refuerzo transversal	25
3.2.5.2.1 Por confinamiento	25
3.2.5.2.2 Por cortante	26
3.2.6 <i>DISEÑO DE VIGAS</i>	28
3.2.6.1 Diseño a flexión	28
3.2.6.2 Diseño a corte.....	30
3.2.7 <i>CONEXIÓN VIGA-COLUMNA</i>	31
3.2.7.1 Ubicación de la rótula plástica.....	33
3.2.8 <i>DISEÑO DE LOSA</i>	34
3.2.8.1 Comprobación del cortante.....	38
3.3 EJEMPLO PROYECTO No. 2.....	39
3.3.1 <i>DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA</i>	39
3.3.2 <i>DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL</i>	40
3.3.3 <i>DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL</i>	40
3.3.3.1 Distribución vertical del corte basal	42
3.3.4 <i>MODELACIÓN</i>	43
3.3.5 <i>DISEÑO DE COLUMNAS</i>	45
3.3.5.1 Revisión de esbeltez	47
3.3.5.2 Refuerzo transversal	50
3.3.6 <i>DISEÑO DE LOSA</i>	51

3.3.7 CONEXIÓN LOSA-COLUMNA.....	57
3.3.7.1 Transferencia por flexión	57
3.3.7.2 Transferencia por corte.....	57
3.3.7.3 Diseño de estribos	59
3.2.7.4 Ubicación de la rótula plástica.....	59
3.4 CIMENTACIONES	60
3.4.1 CIMENTACIÓN PROYECTO No.1	60
3.4.2 CIMENTACIÓN PROYECTO No.2	63
CAPITULO 4.....	66
DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN.....	66
4.1 INTRODUCCIÓN	66
4.2 EJEMPLO PROYECTO No. 3.....	66
4.2.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA	67
4.2.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL.....	67
4.2.3 DETERMINACION DEL CORTE BASAL.....	68
4.2.3.1 Distribución vertical del corte basal	69
4.2.4 DISEÑO DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN.....	70
4.2.4.1 Refuerzo mínimo	70
4.2.5. DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.....	71
4.2.6 DISEÑO POR CORTE.....	72
4.2.5. DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.....	73
4.2.6 DISEÑO POR CORTE.....	74
4.2.7 DISEÑO DE LOSA	75
4.3 EJEMPLO PROYECTO No. 4.....	78
4.3.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA	78
4.3.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL.....	78
4.3.3 DETERMINACION DEL CORTE BASAL.....	78
4.3.3.1 Distribución vertical del corte basal	80
4.3.4 DISEÑO DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN.....	81
4.3.4.1 Refuerzo mínimo	81
4.3.5. DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.....	82
4.3.6 DISEÑO POR CORTE.....	82
4.3.7 DISEÑO DE LOSA	83
4.4 CIMENTACIONES	83
4.4.1 CIMENTACIÓN PROYECTO No.3	84
4.4.1 CIMENTACIÓN PROYECTO No.4	84
CAPITULO 5.....	86
SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.....	86
5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL SISTEMA APORTICADO.....	87
5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL SISTEMA DE PAREDES.....	87
PORTANTES DE HORMIGÓN	87
CAPITULO 6.....	91
COSTOS.....	91
6.1 INTRODUCCIÓN	91
6.2 COSTO DE MATERIALES Y ENCOFRADOS.....	91
PRECIOS VIGENTES EN EL MERCADO	92
6.3 PRECIOS UNITARIOS DE MANO DE OBRA	93
6.4 RUBROS DEL PROYECTO No.1	94
6.4.1 VOLUMEN DE OBRA.....	94
6.4.2 COSTO DE MATERIALES	96
6.4.3 COSTO DE MANO DE OBRA.....	96

6.5 RUBROS DEL PROYECTO No.2	98
6.5.1 VOLUMEN DE OBRA	98
6.5.2 COSTO DE MATERIALES	99
6.5.3 COSTO DE MANO DE OBRA.....	100
6.6 RUBROS DEL PROYECTO No.3	101
6.6.1 VOLUMEN DE OBRA	101
6.6.2 COSTO DE MATERIALES	102
6.6.3 COSTO DE MANO DE OBRA.....	102
6.7 RUBROS DEL PROYECTO No.4	103
6.7.1 VOLUMENES DE MATERIALES.....	104
6.7.2 COSTO DE MATERIALES	105
6.7.3 COSTO DE MANO DE OBRA.....	105
6.8 RESUMEN DE COSTOS	106
6.9 DIAGRAMA DE BARRAS	107
6.9.1 HISTOGRAMA DE MANO DE OBRA.....	108
6.9.2 CURVA VALORADA	108
CAPITULO 7.....	110
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	110
7.1 CONCLUSIONES	110
7.2 RECOMENDACIONES	113
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
ANEXO 1	115
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO PROYECTO NO.1	
ANEXO 2	122
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO	
PROYECTO NO.2	
ANEXO 3	127
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO	
PROYECTO NO.3	
ANEXO 4	136
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO	
PROYECTO NO.4	
ANEXO 5	143
COTIZACIONES DE ENCOFRADOS	
ANEXO 6	147
DIAGRAMA DE BARRAS Y CURVA VALORADA	
PROYECTO NO. 1 Y PROYECTO NO. 3	

LISTADO DE CUADROS

CAPÍTULO 3

3.1	ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA PROYECTO NO.1.....	14
3.2	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL.....	16
3.3	DERIVAS DE PISO.....	20
3.4	PORCENTAJE DE MASA MODAL EFECTIVA.....	20
3.5	ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA PROYECTO NO.2.....	40
3.6	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL.....	42
3.7	DERIVAS DE PISO.....	44
3.8	PORCENTAJE DE MASA MODAL EFECTIVA.....	45

CAPÍTULO 4

4.1	ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA PROYECTO NO.3.....	67
4.2	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL.....	70
4.3	ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA PROYECTO NO.4.....	78
4.4	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL.....	80

CAPÍTULO 6

6.1	COSTO DE MATERIALES.....	92
6.2	PRECIOS UNITARIOS DE MANO DE OBRA.....	93
6.3	VOLUMENES DE OBRA PROYECTO No.1.....	95
6.4	COSTO DE MATERIALES.....	96
6.5	COSTO DE MANO DE OBRA.....	97
6.6	VOLUMENES DE OBRA PROYECTO No.2.....	98
6.7	COSTO DE MATERIALES.....	99
6.8	COSTO DE MANO DE OBRA.....	100
6.9	VOLUMENES DE OBRA PROYECTO No.3.....	101
6.10	COSTO DE MATERIALES.....	102
6.11	COSTO DE MANO DE OBRA.....	103
6.12	VOLUMENES DE OBRA PROYECTO No.4.....	104
6.13	COSTO DE MATERIALES.....	105
6.14	COSTO DE MANO DE OBRA.....	106
6.15	RESUMEN DE COSTOS.....	106

LISTADO DE GRÁFICOS

CAPÍTULO 1

1.1	PLANTA TIPO.....	4
-----	------------------	---

CAPÍTULO 3

3.1	DIMENSIÓN DE SECCIONES PROYECTO No.1.....	19
3.2	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA LA COL 40x40.....	24
3.3	IMPLANTACIÓN DE COLUMNAS PROYECTO No. 2	44
3.4	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA LA COL 20x30(4 ϕ 14).....	48
3.5	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA LA COL 20x30(4 ϕ 16).....	49
3.6	PÓRTICO EQUIVALENTE.....	53
3.7	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO ZAPATA No,1.....	61
3.8	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO ZAPATA No,2.....	64

CAPÍTULO 4

4.1	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M, PARED EJE E.....	71
4.2	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M, PARED No.2.....	74
4.3	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M, PARED EJE E.....	82

CAPÍTULO 6

6.1	HISTOGRAMA DE MANO DE OBRA PROYECTO No.1.....	109
6.2	HISTOGRAMA DE MANO DE OBRA PROYECTO No.3.....	109

RESUMEN

El sistema estructural aporticado es el sistema más conocido en nuestro medio, pero existen muchos otros sistemas estructurales, los cuales, al igual que el aporticado pueden tener una buena respuesta estructural ante la acción de cargas verticales y de sismo, siempre y cuando sean diseñados y construidos de acuerdo a sus requisitos.

Para escoger un sistema estructural, se debe analizar sobre cual es el mejor sistema estructural para un proyecto determinado, ya que, esto depende de la arquitectura del proyecto y su distribución de paredes, del número de viviendas que se van a construir y del flujo de capital disponible.

Se ha modelado 4 edificaciones: de 5 y de 2 pisos de altura, diseñadas bajo el sistema de pórticos y el de paredes portantes de hormigón; a partir de su diseño, se elaboran los planos estructurales y se calculan las planillas de acero correspondientes. También para estos cuatro ejemplos se presentan los rubros requeridos para la ejecución de cada proyecto. Se incluye los diagramas de barras que permiten visualizar de mejor manera los diferentes rubros constructivos de los proyectos, semejanzas y diferencias de los mismos, así como la concatenación de ellos en cada sistema; histogramas de mano de obra y curvas valoradas de los dos proyectos de mayor complejidad.

En las construcciones de gran volumen, donde la arquitectura del proyecto es simétrica, uniforme y tiene una distribución de paredes continuas con longitudes apropiadas, el sistema de paredes portantes de hormigón en relación con el sistema aporticado tiene una reducción aproximada del costo total del 37% para edificaciones de 5 pisos y para edificaciones de 2 pisos su reducción de costo total aproximado es del 34%.

PRESENTACIÓN

El presente trabajo consta de 7 capítulos divididos como a continuación se indica.

En el primer capítulo se encuentra las generalidades, antecedentes, objetivos, alcance y la arquitectura de los proyectos, los cuales son tomados como ejemplos de diseño. En el segundo capítulo se presenta el comportamiento de los elementos estructurales para el sistema de pórticos y el sistema de paredes portantes de hormigón. El capítulo tres y cuatro presentan los diseños aporticados y de paredes portantes de hormigón, respectivamente. Los dos sistemas constructivos contemplados en el presente trabajo son presentados en el quinto capítulo. En el sexto se realiza un análisis de tiempos y de costos de: materiales y mano de obra requerida para la ejecución de cada uno de los proyectos. Y como séptimo y último capítulo se entregan las conclusiones y recomendaciones generadas en base a la elaboración del presente trabajo.

En los anexos se presentan: los planos estructurales de los 4 proyectos con sus respectivas planillas de aceros, las cotizaciones del equipo de encofrado y los diagramas de barras.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES

El crecimiento poblacional demanda de construcciones masivas, porque el área disponible para construcciones en las ciudades va siendo limitado.

Las empresas constructoras se enfocan en la proyección de urbanizaciones donde se aproveche al máximo el recurso suelo en espacios útiles para mayor número de viviendas y que las áreas verdes sean compartidas.

A éste requerimiento responde la unificación de viviendas en bloques cuyos costos están regidos por el tipo de estructura, volumen de materiales, mano de obra y tiempo de ejecución de los proyectos.

El hormigón es un material estructural de importancia con la bondad de adaptarse a la forma geométrica de su molde por su consistencia plástica en estado fresco. El hormigón es una piedra artificial formada al mezclar apropiadamente los componentes básicos que son cemento, arena, grava y agua; su calidad depende de las propiedades de sus componentes y de las condiciones de humedad y temperatura durante los procesos de fabricación y fraguado. Para conseguir propiedades especiales del hormigón como: mejor trabajabilidad, mayor resistencia, baja densidad, entre otras, se puede acudir a componentes como aditivos químicos y se puede reemplazar sus componentes básicos por componentes con características especiales como agregados livianos, pesados de mayor o menor granulometría.

El hormigón es un material sumamente resistente a la compresión pero frágil y débil a solicitaciones de tracción, por lo que se lo utiliza combinado con barras de acero resistentes a la tracción, formando el bien conocido hormigón armado.

1.2 ANTECEDENTES

El ser humano desde el principio de los tiempos ha utilizado los recursos que la naturaleza le brinda para sobrevivir, así pues, una de las necesidades básicas que ha enfrentado es la vivienda, la misma que comenzó en los albergues naturales que el medio brindaba hasta la evolución de técnicas y materiales para su construcción.

Las técnicas para la construcción se han desarrollado desde el tapial, el adobe, la madera, el ladrillo, la cantería, la mampostería, el hormigón armado, los sistemas estructurales prefabricados, el acero moldeado y laminado, estructuras metálicas, estructuras duales, etcétera.

Esta evolución ha llevado a la utilización de materiales con mejores propiedades tanto en resistencia y ductilidad sin descuidar la realidad del entorno natural y la economía del país.

Bajo los sistemas de paredes portantes, se ha pasado de paredes de tapial de alrededor de 1 metro de espesor, a paredes de hormigón armado de 8 centímetros e incluso de menores espesores; todos los sistemas estructurales pueden tener una buena respuesta cuando se diseñan y construyen de acuerdo a sus requerimientos.

1.3 OBJETIVOS

El presente trabajo tiene los siguientes objetivos:

1. Comparar las ventajas y desventajas para un sistema de pórticos y un sistema de paredes portantes de hormigón, en dos edificaciones de distintas alturas.
2. Diseñar dos edificaciones de la misma arquitectura bajo el sistema de pórticos y de paredes portantes de hormigón para 2 y 5 pisos.
3. Describir los procesos constructivos que se requieren para cada sistema estructural.
4. Obtener costos de volumen de materiales y mano de obra requerida para cada uno de los proyectos.

5. Establecer tiempos, histogramas de mano de obra, diagramas de barras y la curva valorada.
6. Plantear conclusiones y recomendaciones donde se establezcan las fortalezas y debilidades de los sistemas.

1.4 ALCANCE

El alcance del presente trabajo es el de diseñar la estructura de una edificación de dos y cinco pisos de altura con el sistema de pórticos y el sistema de paredes portantes de hormigón.

Con los resultados del diseño estructural se obtiene los volúmenes de materiales tales como hormigón y acero; y dependiendo del método constructivo, los rubros necesarios para la ejecución de las obras y los equipos de encofrados que se requieren.

Con estos volúmenes y rubros se calcula los costos de materiales, equipo de encofrados y el costo de la mano de obra.

Se presenta las semejanzas y diferencias de los diferentes rubros constructivos de los proyectos y sus tiempos de ejecución.

1.5 ARQUITECTURA DE LOS PROYECTOS

La presente tesis contempla 4 ejemplos, los cuales a lo largo de este trabajo se denominan como se indica a continuación:

Proyecto No.1.- De 5 pisos con el sistema de pórticos.

Proyecto No.2.- De 2 pisos con el sistema de pórticos.

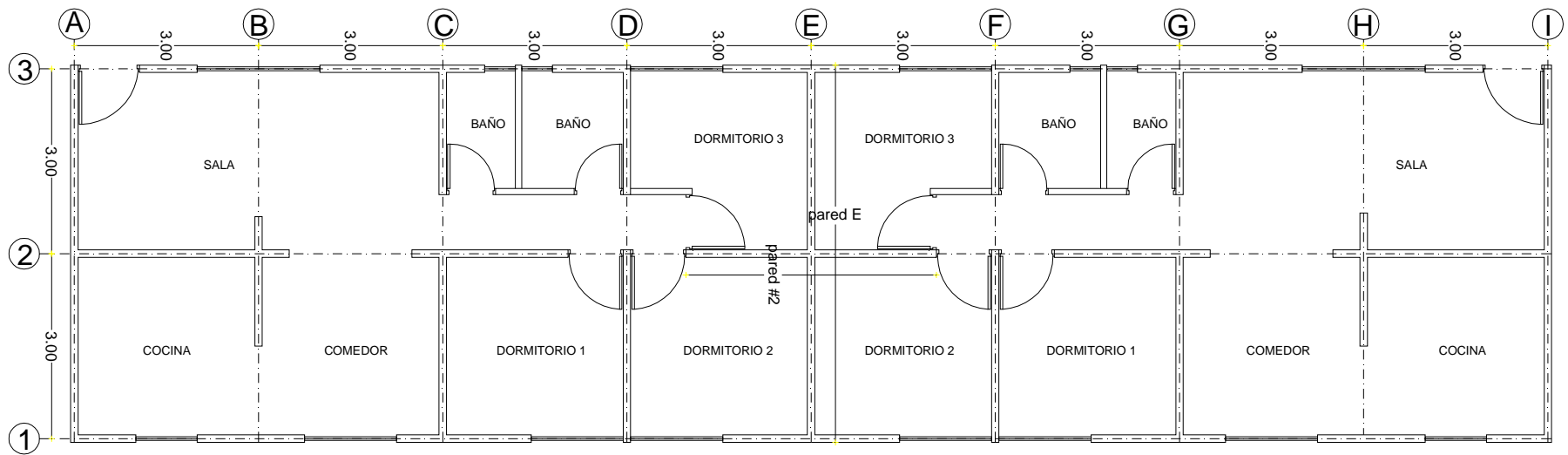
Proyecto No.3.- De 5 pisos con el sistema de paredes portantes de hormigón.

Proyecto No.4.- De 2 pisos con el sistema de paredes portantes de hormigón.

Todos los ejemplos utilizan una misma planta tipo, el uso de la edificación es para vivienda, cada piso tiene dos departamentos dotados con sala, comedor, cocina, 3 dormitorios, baño y medio baño; dicha distribución es común en nuestro medio.

Las gradas son independientes de las edificaciones, por lo que, no se hará mención. En el gráfico 1.1 se indica la planta tipo cuyas dimensiones son: 24x6 m.

GRÁFICO 1.1
PLANTA TIPO



PLANTA TIPO
Esc. 1:125

CAPÍTULO 2

SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los dos sistemas estructurales que se estudian en el presente trabajo son basados en el Hormigón Armado el cual aprovecha la gran resistencia a la compresión del hormigón y la capacidad de resistir solicitaciones de tracción del acero. ⁽¹⁾

Las estructuras se diseñan en el aspecto arquitectónico e ingenieril para servir una función de uso particular.

El mejor sistema estructural para cada proyecto es aquel que satisfaga la mayor parte de las necesidades del usuario siendo a la vez seguro, servicial, funcional, útil y de bajo costo.

Cada sistema estructural tiene su carácter único teniendo en cuenta consideraciones como: funciones estructurales de los elementos y del sistema, forma geométrica u orientación, materiales de los elementos, forma de unión de los elementos, forma de apoyo de la estructura, condiciones específicas de cargas, consideraciones de uso, procesos de construcción y la necesidad de funciones especiales.

Es indispensable tomar en cuenta aspectos como los siguientes:

Economía.- uno de los principales condicionantes para la elección de un sistema estructural es el costo que éste conlleve.

Se debe hacer un estudio sobre la economía de la propia estructura, así como su influencia sobre la economía general del proyecto, mediante un análisis costo-beneficio.

Necesidades estructurales específicas.- cada estructura a diseñar debe ser estudiada como única desde su cimentación hasta los detalles que se requieran para lograr resistencia y estabilidad, adaptabilidad a cargas especiales, necesidad de simetría o distribución modular.

¹ Ambrose James. (1997) Estructuras. California

Problemas de diseño.- dificultad de efectuar un análisis de la acción estructural, dificultad de detallar la estructura; dificultad de integrar la estructura física con las necesidades de detalle de su uso.

Problemas de construcción.- disponibilidad de materiales y mano de obra competente, requerimiento de equipos, pericia y precisión necesaria en el trabajo de campo.

2.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS

Sobre el comportamiento estructural del sistema aporricado en las dos direcciones, se puede indicar que es un sistema reticular sometido a cargas transversales donde el efecto principal es la flexión. ⁽²⁾

Las cargas que reciben las losas por fuerzas verticales y laterales son transmitidas por flexión a las vigas y a las columnas las cuales transmiten por compresión, flexión y corte hasta la cimentación.

Por otro lado, el comportamiento estructural del sistema de paredes portantes de hormigón es del Tipo Cajón lo que permite que las paredes que cumplen la función de ser particiones para definir los ambientes arquitectónicos, a la vez constituyan los elementos portantes de la edificación. ⁽³⁾

Las paredes se consideran como elementos portantes que transmiten la acción de cargas verticales y laterales a la cimentación, y conforman un sistema que provee la resistencia necesaria.

El criterio conceptual de la estructura, debe considerar un sistema estructural en tres dimensiones, el cual está integrado por paredes monolíticas en sus intersecciones unidas en el plano horizontal a un diafragma superior e inferior.

² Nawy Edgard G. (1988) Concreto Reforzado. México

³ Página web. Foro Cytel Iberoteka. (2007) www.forocyber/iberoteka/innococons.com
Innovaciones en la construcción de viviendas sismoresistentes. Guatemala

2.2 SISTEMA DE PÓRTICOS

Es el conjunto estructural conformado por columnas y losas con vigas descolgadas o vigas perdidas en la losa, cuyos elementos tienen su dimensión longitudinal muy superior a la dimensión transversal; al ser así, su principal comportamiento es a flexión. No se contempla la presencia de muros estructurales, por lo que, todos sus elementos verticales toman parecidas fuerzas de corte en la base.

2.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales que constituyen el Sistema de Pórticos son los siguientes:

- Columnas
- Losas
- Vigas
- Cimentación

Columnas.- las columnas son elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural y transmiten las cargas en forma longitudinal al elemento.

Son miembros que trabajan a compresión lineal sujetos en la mayoría de los casos a carga axial y flexión; y están sujetos a aplastamiento o pandeo, dependiendo de su esbeltez relativa.

La conexión viga-columna debe ser cuidadosamente diseñada de modo que posibilite que la edificación aporricada disipe energía por deformación inelástica mediante rótula plástica ante sismos fuertes que generan fuerzas superiores a las establecidas por el CEC.

Losas.- son elementos estructurales horizontales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano principal, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las losas pueden clasificarse por:

- Por el tipo de apoyo.- losas apoyadas en los bordes de cada panel, los apoyos pueden ser vigas monolíticas de mayor peralte, paredes, vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; y losas apoyadas en las columnas.
- Por la sollicitación.- sobre bordes, la losa tiene sollicitaciones de carga vertical; y sobre columnas, la losa tiene sollicitaciones de carga vertical y de sismo.
- Por la dirección de trabajo.- son losas bidireccionales si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan que la magnitud de los esfuerzos y deformaciones en las dos direcciones ortogonales son comparables.

Si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, la losa trabaja fundamentalmente en esa dirección.

- Por la constitución de la losa.- cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa se la conoce como losa maciza y cuando parte del volumen de la losa es ocupado por materiales más livianos o por espacios vacíos se la llama losa alivianada o losa nervada. En el Ecuador, las losas alivianadas son las más utilizadas en el sistema aporticado.

Vigas.- las vigas son elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales; las vigas tienen gran participación ante sismo, tanto en resistencia como en rigidez.

Si las vigas son fundidas en forma monolíticas con la losa, forman una viga T, lo cual debe ser tomado en cuenta en la modelación. ⁽⁴⁾

Básicamente, la viga es un elemento lineal sujeto a carga transversal, que debe generar resistencia interna a los esfuerzos cortantes y de flexión y no producir deflexión excesiva.

La falla a cortante que surge de la combinación de esfuerzos cortantes y de esfuerzos de flexión longitudinal es difícil de predecir en forma exacta. Si una viga sin diseño adecuado a cortante se sobrecarga hasta la falla, se puede presentar un colapso por cortante en forma súbita, sin aviso alguno de peligro.

⁴ Nawy Edgard G. (1988) Concreto Reforzado. México

Cimentaciones.- en ingeniería, el suelo constituye el material más heterogéneo e impredecible en su comportamiento; la presencia de diferentes tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras origina la existencia de distintos tipos de cimentaciones.

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas actuantes de la superestructura hacia el suelo o hacia la roca subyacente. Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, estos se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura.

2.3 SISTEMA DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN

Es un sistema que permite conformar cada uno de los elementos de la estructura, tales como: cimientos, paredes, vigas y losas con concreto premezclado fundido in situ para generar un solo conjunto de alta resistencia y rigidez. ⁽⁵⁾

2.3.1 GENERALIDADES

Mediante arreglos de elementos verticales (paredes) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas de diversas características, los que en general se denomina sistemas Tipo Cajón.

La losa se apoya en las dos direcciones con lo que su rigidez y resistencia ante cargas laterales aumentan notablemente. La ventaja más importante es que, existiendo elementos verticales en dos direcciones ortogonales, las fuerzas laterales en una dirección cualquiera son resistidas por los muros mediante fuerzas en su plano, para lo cual poseen gran rigidez y resistencia.

⁵ Página web. Foro Cytel Iberoteka. (2007) www.forocyber/iberoteka/innococons.com
Innovaciones en la construcción de viviendas sismoresistentes. Guatemala

2.3.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este sistema pueden identificarse dos subsistemas estructurales: ⁽⁶⁾

- Horizontal o sistema de piso
- Vertical o elemento de soporte

Sistema de piso.- un sistema de piso se refiere a los elementos horizontales de la estructura, tales como losas, su función estructural es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos y a su vez a la cimentación.

Es necesario que cumpla además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano.

Elemento de soporte.- el sistema vertical resistente de los edificios tiene la función de resistir tanto las cargas verticales de diseño como las cargas laterales, cuya importancia crece a medida que aumenta la altura de la edificación.

Este sistema estructural es una sola unidad, el trabajo conjunto define su comportamiento, proporciona resistencia a fuerza lateral y rigidez para mantener las deformaciones ante las cargas dentro de los límites tolerables.

Las conexiones losa-pared deben ser capaces de resistir fuerzas cortantes y en estructuras de altura notable, también tracciones, por los momentos de vuelco producidos por las cargas laterales.

En estos sistemas cajón las cargas verticales se transmiten a la cimentación esencialmente por axial. Los momentos flectores transmitidos por las losas son en general pequeños, ya que las luces son pequeñas y están apoyadas en dos direcciones. Las cargas laterales se resisten por flexión de las paredes en su plano. Si la relación altura/longitud de las paredes es menor a 3 predominan las deformaciones de cortante en el comportamiento de las paredes, de lo contrario las deformaciones son debidas principalmente a flexión de las paredes, que funcionan como voladizos verticales.⁽⁷⁾

⁶ Página web. Proyecto de ensayo en laboratorio de un modelo a escala reducida de edificio de estructura de paredes de carga. www.cietec/estadoactualdelconocimiento.com

⁷ Jacinto Rivas. (2006). Análisis de relación de aspecto de muros estructurales. Tesis E.P.N. Quito, Ecuador.

2.4 MODELACIONES

Con el avance de la informática, hoy en día se dispone de varios programas computacionales de diseño estructural, lo que conlleva a una disminución de tiempo en los diseños, pero no se debe perder de vista que es imperativo el mantener el control de la situación mediante el conocimiento de lo que está procesando el computador.

Todo estudiante debe aprender en el salón de clase las suposiciones y simplificaciones que se hacen al crear un modelo o en el método de cálculo.

Debe ser capaz de reproducir a mano lo que el computador puede hacer para una estructura simple. Debe ser capaz de determinar si los resultados del análisis, ya sea a mano o automático, tienen sentido o no. Debe conocer la metodología y cálculos de cargas para el análisis de la estructura. Debe conocer las diferencias entre los distintos sistemas estructurales y cómo éstos trabajan. Una vez que se domina estos aspectos se está capacitado para usar en forma exitosa y productiva una herramienta tan poderosa como dichos programas.

Es imposible sustituir la experiencia y los años de estudio con un computador; y es bien conocido el adagio en inglés: “garbage-in, garbage-out”; en otras palabras, los resultados que arroja un programa computacional son tan buenos o malos como los datos que se ingresan.

CAPÍTULO 3

DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA DE PÓRTICOS

3.1 INTRODUCCIÓN

A continuación se presentan las características geométricas de los dos ejemplos a ser diseñados bajo el sistema de pórticos.

PROYECTO No.1 ; de 5 pisos

PROYECTO No.2 ; de 2 pisos

Sus características son las siguientes:

- ↳ El uso de las edificaciones es para viviendas
- ↳ Las alturas de entrepisos son 2.65 y 2.50 m, respectivamente
- ↳ Las luces de los vanos son de 3.00 m

El procedimiento para su diseño es el siguiente:

- ↳ Dimensionamiento de la losa
- ↳ Determinación de las cargas verticales: muerta y viva
- ↳ Determinación del corte basal y distribución en altura
- ↳ Modelación de la estructura en ETABS
- ↳ Diseño de columnas, vigas y losas

3.2 EJEMPLO PROYECTO No. 1

El proyecto No. 1 consiste en una edificación de 24.00 x 6.00 m, con 5 pisos de altura y cuya planta tipo se indica en el gráfico 1.1

Se ha dispuesto columnas en cada intersección de los ejes y vigas descolgadas en las dos direcciones.

3.2.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Se ha escogido una losa nervada sobre vigas cuyo dimensionamiento se ha impuesto para ser comprobado que cumpla con los requerimientos del A.C.I.

- Altura de la losa : 15.00 cm
- Alivianamientos de bloque : 40x40x10 cm
- Loseta de compresión : 5.00 cm
- Ancho de nervios : 10.00 cm

Se obtiene la altura equivalente de la losa alivianada por medio de inercias:

Inercia de la sección real en 0.50m = 5 372 cm⁴

Altura equivalente de la losa maciza= 10.90 cm

El peralte mínimo está condicionado por α_m ; valor promedio de la relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa. ⁽⁸⁾

$$\alpha_{\text{vano interior}} = 2.99 \quad \alpha_{\text{vano exterior}} = 1.95 \quad \alpha_m = 2.47$$

Por lo que se utiliza la ecuación:

$$h = \frac{\ln\left(800 + \frac{fy}{14}\right)}{36000 + 9000\beta} > 9 \text{ cm} \quad (3.1)$$

donde: l_n : luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas.

β : relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la corta de la losa.

Obteniendo $h = 6.60$ cm pero debe cumplir mayor que 9.00 cm

La altura equivalente de 10.90 cm, que representa a la losa alivianada de 15 cm si cumple, por lo que se la mantiene.

⁸ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

3.2.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL

El valor de las cargas está sujeto al criterio del diseñador y de los factores que intervienen como son: el tipo de uso de la estructura y la arquitectura de la misma.

CARGA MUERTA = 0.87 T/m² según se detalla en el cuadro 3.1

CARGA VIVA = 0.20 T/m² por ser su uso para viviendas ⁽⁹⁾

CUADRO 3.1

ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA

DESCRIPCIÓN	PESO (Kg/m ²)
Loseta de compresión	120,00
Nervios	86,40
Alivianamientos	80,00
Recubrimiento de piso	38,00
Mampostería	203,65
Enlucido vertical	68,43
Vigas	109,20
Columnas	165,60
SUMA CARGA MUERTA:	871,28

En el piso de cubierta se tiene una Carga Muerta = 0.51 T/m²

3.2.3 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cortante basal de diseño que se le aplica a la estructura en una dirección dada es: ⁽⁹⁾

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_p \times \phi_e} \times W \quad (3.2)$$

$$C = \frac{1.25S^s}{T} \quad (3.3)$$

$$0.5 \leq C \leq Cm \quad (3.4)$$

⁹ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

a) T: Periodo de Vibración

$$T = C_t(hn)^{3/4} = 0.556 \text{ s} \quad (3.5)$$

$C_t = 0.08$ pórticos espaciales de hormigón armado

$hn = 13.25$ altura máxima de la edificación (m)

b) S: Coeficiente del suelo

Perfil tipo: S2 Se asume suelos intermedios

S: 1.2

Cm: 3.00

C: 2.90

c) Z: Factor de zona

Quito; zona sísmica 4

Z: 0.4

d) I: Coeficiente de tipo de uso

Edificación no esencial ni de ocupación especial

I: 1

e) R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural

R: 10 Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes de H.A. con vigas descolgadas; estructuras que permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar deformaciones inelásticas.

f) ϕ_p y ϕ_e : Coeficientes de configuración en planta y en elevación

ϕ_p : 1

ϕ_e : 1

El corte basal de diseño calculado con la ecuación 3.2. da como resultado:

$$V = 11.20\% W$$

3.2.3.1 Distribución vertical del corte basal

El corte basal se aplica con una distribución triangular en la altura del edificio, dicha distribución se calcula con las siguientes expresiones: ⁽¹⁰⁾

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i} (V - F_t) \quad (3.6)$$

$$\text{Para } T \leq 0.7 \rightarrow F_t = 0 \quad (3.7)$$

F_i : fuerza en el nivel i que se debe aplicar sobre toda el área en ese nivel

W_i : peso en el piso i , fracción de la carga reactiva

h_i : altura del piso desde la base

V : corte basal

F_t : fuerza concentrada en el último piso

Se presenta el cuadro 3.2, donde se calcula la distribución por piso del corte basal.

CUADRO 3.2

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL 5 PISOS APORTICADO

PISO	h_i (m)	W_i (T)	$W_i \times h_i$	F_i (T)
5	13,25	62,44	827,33	12,59
4	10,60	125,46	1329,88	20,24
3	7,95	125,46	997,41	15,18
2	5,30	125,46	664,94	10,12
1	2,65	125,46	332,47	5,06
Σ		564,28	4152,02	63,19

$$V = 11.20\% W$$

$$V = 63.19 T$$

¹⁰ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

3.2.4 MODELACIÓN

El programa que se empleó para la modelación de la estructura es el ETABS y se consideraron los siguientes valores y criterios:

- ↪ Peso específico del hormigón (γ) : 2.4 T/m³ ⁽¹¹⁾
- ↪ Módulo de Poisson (ν) : 0.2 ⁽¹¹⁾
- ↪ Módulo de elasticidad del hormigón (E) : 1.73e6 T/m²
- ↪ Módulo de corte (G) : 724568 T/m² ⁽¹¹⁾
- ↪ Esfuerzo de fluencia del acero (f_y) : 4200 Kg/cm²
- ↪ Esfuerzo del hormigón (f'_c) : 210 Kg/cm²
- ↪ Excentricidad normativa del 5% en cada dirección de la luz en planta del edificio ⁽¹²⁾
- ↪ Deriva máxima 0.02/R ⁽¹²⁾
- ↪ Sección de columnas: 40x40 cm
- ↪ Sección de vigas: 30x35 cm
- ↪ Inercia agrietada de columnas 0.80 de la inercia sin agrietar ⁽¹²⁾
- ↪ Inercia agrietada de vigas 0.50 de la inercia sin agrietar ⁽¹²⁾
- ↪ Las combinaciones de carga para obtener la envolvente de fuerzas actuantes son: ⁽¹²⁾

¹¹ Timoshenko S y James G. (1998). Mecánica de materiales. México D.F. Internacional Thomson Editores.

¹² Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

$$\text{COMBO 1: } 1.4D + 1.7L \quad (3.8)$$

$$\text{COMBO 2: } 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S_x) \quad (3.9)$$

$$\text{COMBO 3: } 0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S_x) \quad (3.10)$$

$$\text{COMBO 4: } 0.9D + 1.43S_x \quad (3.11)$$

$$\text{COMBO 5: } 0.9D - 1.43S_x \quad (3.12)$$

$$\text{COMBO 6: } 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S_y) \quad (3.13)$$

$$\text{COMBO 7: } 0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S_y) \quad (3.14)$$

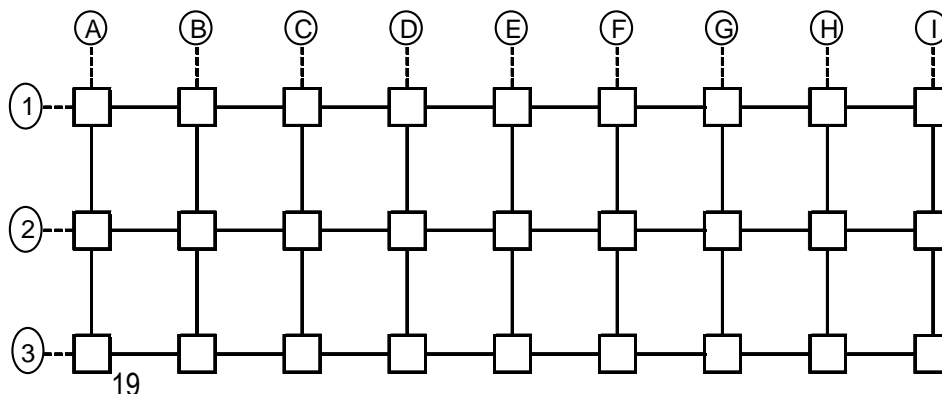
$$\text{COMBO 8: } 0.9D + 1.43S_y \quad (3.15)$$

$$\text{COMBO 9: } 0.9D - 1.43S_y \quad (3.16)$$

Siendo, D : Carga Muerta
 L : Carga Viva
 S_x : Sismo en X
 S_y : Sismo de Y

El modelo final escogido es el de la geometría mostrado en el gráfico 3.1

IMPLANTACION DE COLUMNAS



Se presenta las derivas calculadas por el programa para el punto 19.

CUADRO 3.3

DERIVAS DE PISO

PISO	Deriva en X (mm)	Deriva en Y (mm)
5	0,000523	0,000742
4	0,000994	0,001293
3	0,001376	0,001744
2	0,001573	0,001938
1	0,001142	0,001320

En toda la estructura las derivas son menores que la deriva máxima de 0.002mm.

El porcentaje de masa modal efectiva se presenta en el cuadro siguiente:

CUADRO 3.4

PORCENTAJE DE MASA MODAL EFECTIVA

MODOS	PERIODO	UX	UY	RZ
1	0,5815	0,000	82,515	0,000
2	0,5306	83,802	0,000	0,000
3	0,5287	0,000	0,000	82,914
4	0,1823	11,081	0,000	0,000
5	0,1068	3,308	0,000	0,000
6	0,0776	1,465	0,000	0,000
7	0,0644	0,344	0,000	0,000
8	0,0134	0,000	0,005	0,001
9	0,0100	0,000	0,053	0,006
10	0,0081	0,000	0,158	0,019

Se observa que el comportamiento dinámico predominante es traslacional.

3.2.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Se presenta un breve predimensionamiento para las columnas:

$$A_g \geq \frac{P_u}{80} \quad (3.17)$$

P_u es la carga axial que llega a la columna del primer piso

$$P_u = 1.4(867)+1.7(200) \text{ Kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 5 \text{ pisos} = 69.921 \text{ Kg}$$

$$A_g \geq 874 \text{ cm}^2$$

$b = h \geq 29.60 \text{ cm}$ se asume la forma cuadrada de las columnas.

Como primer diseño se escogió columnas de 35x35 pero con estas dimensiones no se formaba la rótula plástica ya que las vigas eran más resistentes que las columnas y al reducir las dimensiones de las vigas, éstas tenían suficiente capacidad a flexión pero las derivas sobrepasaban la máxima permitida. En estas circunstancias, se escoge columnas de 40x40 cm.

Las fuerzas actuantes últimas y las combinaciones de carga para la columna de la intersección de ejes 2/B en la planta baja son las indicadas a continuación:

	Mx		Pu	My		σ_{\max}	σ_{\min}
	Cabeza	Pie		Cabeza	Pie		
D	0,030	0,040	34,36	0,030	0,040	$\sigma = \frac{P_u}{A} \pm \left(6 \frac{M_x}{bh^2} + 6 \frac{M_y}{hb^2} \right)$	(3.18)
L	0,005	0,007	9,17	0,005	0,007		
Sx	0,001	0,001	0,12	1,080	4,940		
Sy	1,130	5,710	0	0,001	0,001		

1	0,05	0,07	63,69	0,05	0,07	411	385
2	0,04	0,05	47,94	1,55	6,98	959	-360
3	0,04	0,05	47,60	-1,48	-6,88	947	-352
4	0,03	0,04	31,10	1,57	7,10	864	-475
5	0,03	0,03	30,75	-1,52	-7,03	854	-470
6	1,62	8,06	47,77	0,04	0,05	1059	-462
7	-1,55	-7,96	47,77	0,04	0,05	1049	-452
8	1,64	8,20	30,92	0,03	0,04	966	-579
9	-1,59	-8,13	30,92	0,03	0,03	959	-572

Para los esfuerzos máximos y mínimos se tiene:

$$\begin{array}{lll} P_u = 47.77 \text{ T} & M_x = 8.06 \text{ T.m} & M_y = 0.05 \text{ T.m} \\ P_u = 30.92 \text{ T} & M_x = 8.20 \text{ T.m} & M_y = 0.04 \text{ T.m} \end{array}$$

3.2.5.1 Revisión de esbeltez

Por la geometría cuadrada de las columnas el factor de amplificación de momentos en el sentido X e Y son iguales. La estructura es no contraventeada.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u / \phi}{P_c}} \quad (3.19)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K.Lu)^2} \quad (3.20)$$

$$K = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad \Psi_m > 2 \quad (3.21)$$

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m} \quad \Psi_m \leq 2 \quad (3.22)$$

$$\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} \quad (3.23)$$

$$\Psi_A = \frac{\sum k_{col}}{0.5 \sum k_{vig}} ; \text{ cabeza} \quad (3.24)$$

$$\Psi_B = \frac{\sum k_{col}}{0.5 \sum k_{vig}} ; \text{ pie}$$

$$E.I = \frac{E_c \times I_g}{2.5} \quad (3.25)$$

Reemplazando valores:

$$\Psi_A = 4,51$$

$$\Psi_B = 4,51$$

$$\Psi_m = 4,51$$

$$K = 2,11$$

si: $K.Lu/r < 22$

$$\delta = 1,00$$

$$\frac{K.Lu}{r} = 40$$

$$E.I = 1,5E+10 \text{ Kg/cm}$$

$$P_c = 620,74 \text{ T}$$

$$\delta_{P_u \max} = 1,12$$

$$\delta_{P_u \min} = 1,08$$

δ : factor de amplificación de momentos

P_c : carga crítica

Lu : longitud libre de columna

Diseño para:

$$\delta_{P_u \max} = 1,12$$

$$P_u = 47,77 \text{ T}$$

$$M_{uxx} = 9,03 \text{ T.m}$$

$$M_{uyy} = 0,06 \text{ T.m}$$

$$\delta_{P_u \min} = 1,08$$

$$P_u = 30,92 \text{ T}$$

$$M_{uxx} = 8,86 \text{ T.m}$$

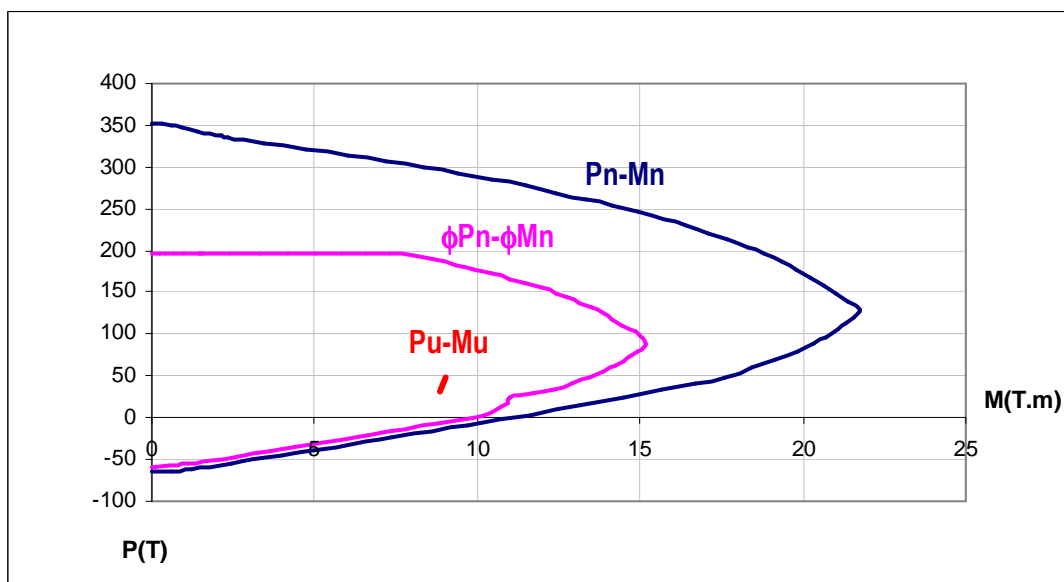
$$M_{uyy} = 0,04 \text{ T.m}$$

Para el refuerzo longitudinal, se asigna la cuantía del 1%, con lo que el área de acero requerido es 16.00 cm^2

La armadura escogida es $8\phi 16$, con dicho refuerzo y con la geometría de la columna se ubica en el diagrama uniaxial de interacción carga-momento mostrado en el gráfico 3.2

GRAFICO 3.2

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P- M PARA LA COLUMNA DE 40x40



Programa de Interacción uniaxial. Hormigón Armado III

Las cargas: $P_u(47.77) - M_u(9.03)$ y $P_u(30.92) - M_u(8.86)$ están ubicadas dentro del gráfico $\phi P_n - \phi M_n$, el cual indica la capacidad de la columna, por lo que la armadura y sección planteada es suficiente para las cargas solicitadas $P_u - M_u$; el gráfico $P_n - M_n$ representa la capacidad nominal de la columna.

También se observa que las cargas solicitadas se encuentran dentro de la zona de ductilidad.

3.2.5.2 Refuerzo transversal

El área del refuerzo transversal está dado por la mayor cantidad de acero requerido por confinamiento y por cortante. ⁽¹³⁾

Para estas dos se considera:

El espaciamiento s del refuerzo transversal está dado por:

$s = \text{mín} (b/4 , h/4 , 6\phi_{\text{col}} , 10\text{cm})$ en una longitud l_o medida desde la cara de la viga a lo largo del eje de la columna:

$l_o = \text{máx} (b , h , l_c/6 , 45\text{cm})$

Para la longitud central l_m de la columna, el espaciamiento s está dado por:

$s = \text{mín} (6\phi_{\text{col}} , 15\text{cm})$

3.2.5.2.1 Por confinamiento

Para columnas rectangulares se debe proporcionar la cantidad mayor de refuerzo transversal entre las siguientes expresiones:

$$A_s h_1 = 0.3 \frac{s \times h'' \times f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3.26)$$

$$A_s h_2 = 0.09 \frac{s \times h'' \times f'_c}{f_y} \quad (3.27)$$

donde:

- A_s : área del refuerzo transversal por confinamiento (cm)
- s : espaciamiento del refuerzo transversal (cm)
- h'' : dimensión transversal de núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal (mm)
- A_g : área bruta de la sección (cm²)
- A_c : área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante (cm²)

¹³ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

3.2.5.2.2 Por cortante

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.28)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d \quad (3.29)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad \phi = 0.85 \quad (3.30)$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (3.31)$$

$$A_{v_{\min}} = \frac{3,5 \cdot b \cdot s}{f_y} \quad (3.32)$$

A continuación se presenta el refuerzo transversal que se requiere por confinamiento y por cortante para la columna de 40x40 cm en sus dos direcciones.

Por tratarse de una columna con geometría cuadrada, el análisis del refuerzo transversal se lo hace para el mayor momento de las dos direcciones.

Momentos (t-m)		Geometría de Columna (cm)			Refuerzo Longitudinal		Espaciamiento estribos (cm)			
		b	h	alt. libre	#	ϕ	s en l_o		s en l_m	
Mxx	9,03	40	40	230	8	16	9,6	45	15	140

Por Confinamiento (cm)					Por Cortante (cm)					
h''	Ag	Ac	Ash1	Ash2	Vu	ϕ	d	Vc	Vs	Av
34,0	1600	1225	1,50	1,47	18,87	0,85	35,7	11,0	11,2	1,12

Vu: cortante correspondiente a la máxima capacidad a flexocompresión.

$$V_u = \frac{2 \times 2170}{230} = 1887 \text{ T}$$

En la longitud l_o :

$$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\phi 10 = 2 \text{ ramas}$$

$$s = 9,60 \text{ cm}$$

En la longitud l_m :

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$\phi 10 = 2 \text{ ramas}$$

$$s = 15,00 \text{ cm}$$

Por razones constructivas el espaciamento de los estribos de 9.6 cm se le colocará a 10cm

3.2.6 DISEÑO DE VIGAS

Las cargas verticales en las vigas son:

$$D = 0.71 \text{ T/m}^2$$

$$L = 0.20 \text{ T/m}^2$$

Las cargas por sismo se obtienen de la envolvente de las combinaciones de carga.

Las dimensiones de las vigas son de 30x35 cm para las dos direcciones y en todos los pisos.

La modelación se ha probado con menores secciones, obteniéndose suficiente capacidad a flexión pero las derivas de piso eran mayores a la permitida.

3.2.6.1 Diseño a flexión

El refuerzo mínimo de una sección está para resistir los momentos de agrietamiento, tanto en las regiones de momento positivo como negativo, por lo que, se calcula los momentos de agrietamiento y su correspondiente acero.

También se calcula el acero mínimo con los requerimientos establecidos por el ACI. ⁽¹⁴⁾

El refuerzo mínimo escogido es el que cubra los momentos de agrietamiento y los límites dados.

VIGA	M ⁻ agr.	M ⁺ agr.	As ⁻ agr.	As ⁺ agr.
30x35	5,73	3,76	5,68	3,73

VIGA	As ⁻ min ACI	As ⁺ min ACI	As ⁻ min.	As ⁺ min.
30x35	$\frac{14}{f_y} 2b_w \times d$	$\frac{14}{f_y} b_w \times d$	6,00	3,00

(3.33)

¹⁴ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

El refuerzo máximo está limitado por $0.5 \rho_b$ y no debe exceder de 0.025; el valor de ρ_b aproximadamente es 0.0214⁽¹⁵⁾

$$A_{s_{\max}} = 11.27 \text{ cm}^2$$

Se ha escogido para su diseño detallado las vigas del pórtico B en el piso 1.

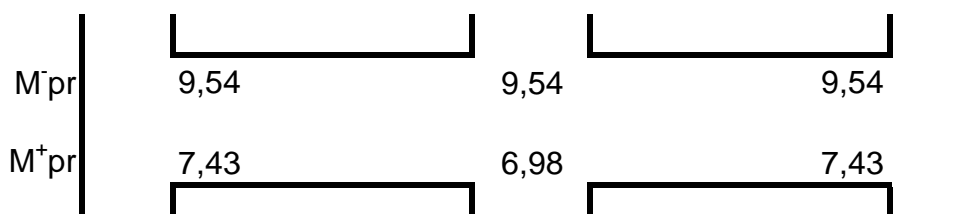
Mediante las combinaciones de carga se obtiene la envolvente de momentos para dichas vigas. A continuación se presentan los valores de la envolvente de momentos y su refuerzo longitudinal requerido tomando en consideración las limitaciones máximas y mínimas para el mismo.

M^-	-6,82		-6,76		-6,76		-6,82		
	5,19		1,12	4,37		4,37		1,12	5,19
M^+	5,19		1,12	4,37		4,37		1,12	5,19
A_{s^-}	6,77		6,00	6,71		6,71		6,00	6,77
	5,15		3,73	4,34		4,34		3,73	5,15
A_{s^+}	5,15		3,73	4,34		4,34		3,73	5,15
A_{s^-}	3 ϕ 16		3 ϕ 16	3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16	3 ϕ 16
	1 ϕ 10			1 ϕ 10				1 ϕ 10	1 ϕ 10
A_{s^+}	1 ϕ 12			1 ϕ 10				1 ϕ 12	1 ϕ 12
	2 ϕ 16		2 ϕ 16	2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16	2 ϕ 16

¹⁵ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

3.2.6.2 Diseño a corte

Se diseña con el momento de máxima capacidad.



	Vano 1	Vano 2
$\frac{M_{pr}^- i + M_{pr}^+ d}{l_n}$	6,12	6,29
$\frac{M_{pr}^+ i + M_{pr}^- d}{l_n}$	6,29	6,12

	Extrem 1	VANO 1	Extrem 2	VANO 2
Vu. vertical (T)	3,11	1,66	3,11	1,66
Vu. sismo (T)	6,29	6,29	6,29	6,29
Vu. diseño (T)	9,39	7,94	9,39	7,94
Vs	11,05	9,34	11,05	9,34
Vc	0,00	6,91	0,00	6,91
lo (cm)	70		70	
d/4	7,5		7,5	
d/2		15		15
8φv	12,8	12,8	12,8	12,8
24φest	24	24	24	24
30cm	30	30	30	30
s (cm)	7,5	12,8	7,5	12,8
Av (cm ²)	0,66	0,93	0,66	0,93

# ramas Av φ10	2	2	2	2
s diseño (cm)	7,5	12,5	7,5	12,5

siendo:

$$\begin{array}{lll} Vu_{\text{vertical}} < Vu_{\text{sismo}} & Vc = 0 & \text{Para estribos en } l_o \\ Vu_{\text{vertical}} > Vu_{\text{sismo}} & Vc = 0.53\sqrt{f'c}b_w d & \text{Para estribos entre } l_o \end{array} \quad (3.34)$$

$$\begin{array}{l} l_o \\ = 2h \end{array}$$

$$s = \min (d/2 , d/4 , 8\phi_{\text{viga}} , 24\phi_{\text{estribo}} , 30)$$

$$A_v = \frac{Vs \times s}{f_y \times d} \quad (3.35)$$

3.2.7 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

La conexión viga-columna se debe verificar para todos los nudos interiores, exteriores y esquineros.

- ↪ Por deterioro de adherencia
- ↪ Por cortante
- ↪ Por confinamiento

A continuación se muestra el cálculo del nudo interior 2/B del piso 1.

Por deterioro de adherencia donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa la unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el mayor diámetro de las barras longitudinales de la viga, para concretos de peso normal. ⁽¹⁶⁾

Para las dos direcciones:	$hc \geq 20\phi_{\text{viga}}$	$hv \geq 20\phi_{\text{col}}$
	$hc = 40 \text{ cm}$	$hv = 35 \text{ cm}$
	$\phi_{\text{viga}} = 1,6 \text{ cm}$	$\phi_{\text{col}} = 1,6 \text{ cm}$
	$20\phi_{\text{viga}} = 32$	$20\phi_{\text{col}} = 32$

¹⁶ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

El corte actuante debe ser menor que el corte resistente en el nudo.

Corte Actuante

$$M_{1,2} = A_{s_{1,2}} \cdot \alpha \cdot f_y \left(d - \frac{A_{s_{1,2}} \cdot \alpha \cdot f_y}{1.7 f_c b} \right) \quad (3.36)$$

$$\alpha \geq 1,25$$

$$M_1 = 9,54 \quad \text{T-m}$$

$$M_2 = 6,98 \quad \text{T-m}$$

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_c} = 6,24 \quad \text{T} \quad (3.37)$$

$$T_{1,2} = A_{s_{1,2}} \cdot \alpha \cdot f_y \quad (3.38)$$

$$T_1 = 35,81 \quad \text{T}$$

$$T_2 = 25,25 \quad \text{T}$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (3.39)$$

$$V_j = 54,8 \quad \text{T}$$

Corte Resistente

$$b_j = \min \left(\frac{b_v + b_c}{2}; b_v + \frac{h_c}{2} \right) = 35$$

$$\phi V_n = \phi \cdot \gamma \cdot \sqrt{f_c} \cdot (b_j \cdot h_c) \quad (3.40)$$

$$\phi = 0,85$$

$$b_v = 30,0$$

$$0,75 b_c = 30,0$$

$$\gamma = 5,3 \quad \text{nudo interno} \quad \text{Si: } b_v \geq 0,75 b_c$$

$$\phi V_n = 91,40 \quad \text{T} > 54,8 \text{ T}$$

Confinamiento

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. Si es un nudo interior con estas características, el refuerzo de confinamiento de diseño puede ser el 50% del A_{sh} calculado. ⁽¹⁷⁾

$$A_{sh} : \max(A_{sh_1}, A_{sh_2})$$

$$S_h : \min(bc/4, hc/4, 6\phi_{col}, 15\text{cm})$$

bc	hc	S_h	h''	A_g	A_c	A_{sh_1}	A_{sh_2}
40	40	10	34,0	1600	1225	1,56	1,53

$$\forall bv \geq 0.75bc$$

$$bv = 30 \text{ cm}$$

$$0,75bc = 30 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0,78 \text{ cm}^2$$

donde:

bv : base de la viga (cm)

bc : base de la columna (cm)

A_{sh} : área del refuerzo transversal por confinamiento (cm)

S_h : espaciamiento del refuerzo transversal (cm)

h'' : dimensión transversal de núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal (mm)

A_g : área bruta de la sección (cm²)

A_c : área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante (cm²)

3.2.7.1 Ubicación de la rótula plástica

La resistencia a flexión de las columnas debe satisfacer la ecuación 3.41 ⁽¹⁷⁾

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_v \quad (3.41)$$

¹⁷ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

$$M_1 = 7,83 \text{ T.m}$$

$$M_2 = 5,68 \text{ T.m}$$

$$\sum M_v = 13,51 \text{ T.m}$$

$$1,2 \sum M_v = 16,21 \text{ T.m}$$

$$M_c = 9,46 \text{ T.m}$$

$$\sum M_c = 18,92 \text{ T.m} > 16,21$$

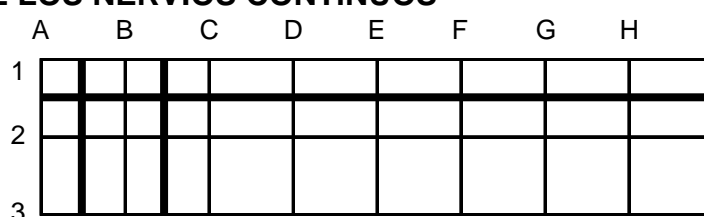
3.2.8 DISEÑO DE LOSA

De la sección 3.2.1 se tiene que el valor de α es 2.47, por lo que, la losa es sobre vigas. Para su diseño se ha escogido el método del nervio continuo.

Los nervios escogidos para su diseño detallado son los que se muestran en el gráfico 3.3

GRAFICO 3.3

UBICACIÓN DE LOS NERVIOS CONTÍNUOS



Las cargas actuantes en la losa son:

$$D = 0.48 \text{ T/m}^2$$

$$L = 0.20 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = 0.51 \text{ T/nervio}$$

La carga muerta aplicada a la losa corresponde a la carga vertical menos la carga de columnas, vigas y mampostería ya que estas se encuentran sobre las vigas; se añade 150 Kg/m^2 por cargas de construcción.

El refuerzo mínimo requerido en elementos sometidos a flexión está dado por la ecuación 3.32.

$$A_{s_{\min}^-} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{n}$$

$$A_{s_{\min}^+} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{n}$$

La cuantía para el refuerzo máximo no debe ser mayor a $0.75\rho_b$, el valor de ρ_b aproximadamente es 0.0214 ⁽¹⁸⁾

$$As_{\max}^- = 1,77 \text{ cm}^2/n$$

$$As_{\max}^+ = 8,83 \text{ cm}^2/n$$

Para la cubierta, adicionalmente del refuerzo de los nervios, se colocará la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura, que no debe ser menor que 0.0018. ⁽¹⁸⁾

$$As = 0,90 \text{ cm}^2/m$$

En la dirección X se tiene los siguientes resultados:

La carga última por nervio afectada por las condiciones de borde y relaciones de aspecto para cada tramo es: ⁽¹⁹⁾

(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
↓	↓	↓	↓	↓
0,51x0,5 = 0,26	0,51x0,6 = 0,31	0,51x0,6 = 0,31	0,51x0,6 = 0,31	

Las fuerzas actuantes (T.m) en un nervio de la franja de tramo son las indicadas a continuación:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
	↓	↓	↓	↓	↓
M ⁻ _u	-0,11	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23
M ⁺ _u	0,12	0,11	0,11	0,11	0,11
V _u	0,34	-0,42	0,46	-0,43	0,44

El refuerzo requerido es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
	↓	↓	↓	↓	↓
As ⁻	0,30	0,63	0,63	0,63	0,63
As ⁺	0,33	0,30	0,30	0,30	

¹⁸ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

¹⁹ Winter, G, (1977), Proyecto de estructuras de hormigón. Bogotá, Colombia

El refuerzo requerido considerando el refuerzo mínimo es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As ⁻	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
As ⁺	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37

El área de acero transformado a varillas comerciales es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As ⁻	1φ10	1φ10	1φ10	1φ10	1φ10
As ⁺	1φ8	1φ8	1φ8	1φ8	1φ8

Las fuerzas actuantes en un nervio de la franja de columna son:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
M ⁻ _u	-0,08	-0,15	-0,16	-0,16	-0,16
M ⁺ _u	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08

El refuerzo requerido es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As ⁻	0,22	0,41	0,44	0,44	0,44
As ⁺	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22

El refuerzo requerido considerando el refuerzo mínimo es:

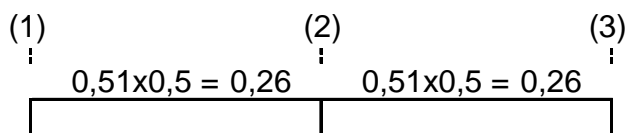
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As ⁻	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
As ⁺	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37

El refuerzo en varillas comerciales es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As ⁻	1φ10	1φ10	1φ10	1φ10	1φ10
As ⁺	1φ8	1φ8	1φ8	1φ8	1φ8

En la dirección Y se tiene los siguientes resultados en un nervio del panel exterior que es más crítico.

La carga última por nervio afectada por las condiciones de borde para cada tramo es: ⁽²⁰⁾



Las fuerzas actuantes en un nervio de la franja de tramo son:

	(1)	(2)	(3)
	\downarrow	\downarrow	\downarrow
M^-_u	-0,12	-0,24	-0,12
M^+_u	0,12	0,12	
V_u	0,35	-0,43	0,43

El refuerzo requerido es:

	(1)	(2)	(3)
	\downarrow	\downarrow	\downarrow
A_s^-	0,33	0,65	0,33
A_s^+	0,33	0,33	

El refuerzo requerido considerando el refuerzo mínimo es:

	(1)	(2)	(3)
	\downarrow	\downarrow	\downarrow
A_s^-	0,74	0,74	0,74
A_s^+	0,37	0,37	

En varillas comerciales:

	(1)	(2)	(3)
	\downarrow	\downarrow	\downarrow
A_s^-	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
A_s^+	1 ϕ 8	1 ϕ 8	

²⁰ Winter, G, (1977), Proyecto de estructuras de hormigón. Bogotá, Colombia

Las fuerzas actuantes en un nervio de la franja de columna son:

	(1)		(2)		(3)
	⋮		⋮		⋮
M ^{-u}	-0,08		-0,16		-0,08
M ^{+u}	0,08		0,08		

El refuerzo requerido es:

	(1)		(2)		(3)
As ⁻	0,22		0,44		0,22
As ⁺	0,22		0,22		

El refuerzo requerido considerando el refuerzo mínimo es:

	(1)		(2)		(3)
As ⁻	0,74		0,74		0,74
As ⁺	0,37		0,37		

El refuerzo requerido en varillas comerciales es:

	(1)		(2)		(3)
	⋮		⋮		⋮
As ⁻	1φ10		1φ10		1φ10
As ⁺	1φ8		1φ8		

3.2.8.1 Comprobación del cortante

Ancho del nervio : 10 cm

$$V_u = 0.46 \text{ T}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

(3.42)

$$\phi V_c = 0.72 \text{ T}$$

3.3 EJEMPLO PROYECTO No. 2

El ejemplo No.2 es una edificación con dos pisos de altura cuya planta tipo se indica en el gráfico 1.1. Se ha escogido una losa con vigas banda por la baja altura de la edificación y por facilidad constructiva ante una losa con vigas descolgadas.

3.3.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Se ha escogido una losa nervada con vigas banda cuyo dimensionamiento se ha impuesto para ser comprobado que cumpla con los requerimientos del A.C.I.

- Altura de losa alivianada : 20.00 cm
- Alivianamientos de bloques : 40x40x15 cm
- Loseta de compresión : 5.00 cm
- Ancho de nervios : 10.00 cm

Se obtiene la altura equivalente de la losa alivianada por medio de igualación de inercias:

Inercia de la sección real en 0.50m = 12 708.33 cm⁴

Altura equivalente de la losa maciza = 14.50 cm.

El peralte mínimo para paneles exteriores sin vigas de borde es:⁽²¹⁾

$$h_{\min} = \frac{l_n}{30} > 12.50\text{cm} \quad (3.43)$$

Obteniendo $h = 9.0$ cm pero debe cumplir mayor que 12.50 cm.

La altura equivalente de 14.50 cm, que representa a la losa alivianada de 20 cm si cumple, por lo que se la mantiene.

²¹ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

3.3.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL

Como ya se dijo, el valor de las cargas está sujeto al criterio del diseñador y de los factores que intervienen.

CARGA MUERTA = 0.70 T/m^2 según se detalla en el cuadro 3.5

CARGA VIVA = 0.20 T/m^2 por ser su uso para viviendas

CUADRO 3.5

ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA

DESCRIPCIÓN	PESO (Kg/m ²)
Loseta de compresión	120,00
Nervios	129,60
Alivianamientos	80,00
Recubrimiento de piso	38,00
Mampostería	203,65
Enlucido vertical	68,43
Columnas	62,10
SUMA CARGA MUERTA:	701,78

En el piso de cubierta se tiene una Carga Muerta = 0.40 T/m^2

3.3.3 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

Para el cálculo del corte basal de diseño se aplica la ecuación 3.2 mencionada en la sección 3.2.3. ⁽²²⁾

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_p \times \phi_e} \times W \quad (3.2)$$

$$C = \frac{1.25 S^s}{T} \quad (3.3)$$

$$0.5 \leq C \leq C_m \quad (3.4)$$

²² Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

a) T: Periodo de Vibración

$$T = C_t(hn)^{3/4} = 0.267 \text{ s} \quad (3.5)$$

$C_t = 0.08$ pórticos espaciales de hormigón armado

$hn = 5.00$ altura máxima de la edificación (m)

b) S: Coeficiente del suelo

Perfil tipo: S2

S: 1.2

Cm: 3.00

C: 3

c) Z: Factor de zona

Quito; zona sísmica 4

Z: 0.4

d) I: Coeficiente de tipo de uso

Edificación no esencial ni de ocupación especial

I: 1

e) R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural

R: 8 Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes de H.A. con vigas banda.

f) ϕ_p y ϕ_e : Coeficientes de configuración en planta y en elevación

ϕ_p : 1

ϕ_e : 1

El corte basal calculado es:

$$V = 15.00\% W$$

3.3.3.1 Distribución vertical del corte basal

El corte basal se distribuye de forma triangular en la altura del edificio, dicha distribución se calcula con las siguientes expresiones: ⁽²³⁾

$$F_i = \frac{W_x \times h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i} (V - F_t) \quad (3.6)$$

donde, n: número de pisos
 F_t: fuerzas concentradas en el último piso
 W_i: peso en el piso i
 F_x: fuerza en el nivel x
 h_x: altura del piso desde la base

$$\text{Para } T \leq 0.7 \rightarrow F_t = 0 \quad (3.7)$$

En el siguiente cuadro se muestra la distribución por piso del corte basal.

CUADRO 3.6
DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL

PISO	h _i (m)	W _i (T)	W _i x h _i	F _i (T)
2	5,00	52,93	264,65	11,82
1	2,50	101,06	252,65	11,28
Σ		153,99	517,30	23,10

$$V = 15.00\% W$$

$$V = 23.10 T$$

²³ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

3.3.4 MODELACIÓN

El programa que se empleo para la modelación de la estructura es el ETABS y se consideraron los siguientes valores y criterios:

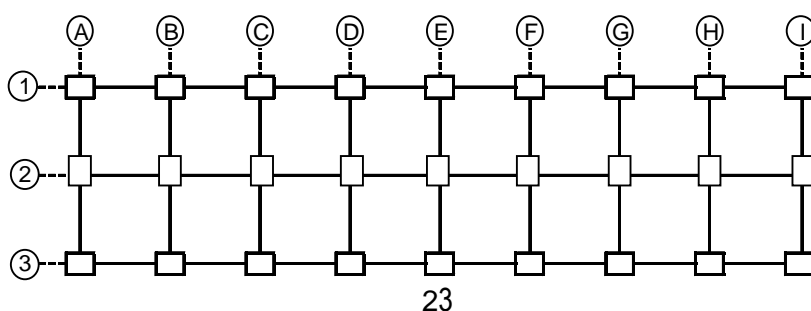
- ↪ Peso específico del hormigón (γ) : 2.4 T/m^3 ⁽²⁴⁾
- ↪ Módulo de Poisson (ν) : 0.2 ⁽²⁴⁾
- ↪ Módulo de elasticidad del hormigón (E) : $1.73\text{e}6 \text{ T/m}^2$
- ↪ Módulo de corte (G) : 724568 T/m^2 ⁽²⁴⁾
- ↪ Esfuerzo de fluencia del acero (f_y) : 4200 Kg/cm^2
- ↪ Esfuerzo del hormigón (f'_c) : 210 Kg/cm^2
- ↪ Excentricidad normativa del 5% en cada dirección de la luz en planta del edificio ⁽²⁵⁾
- ↪ Deriva máxima $0.02/R$ ⁽²⁵⁾
- ↪ Sección de columnas: 20×30 y $30 \times 20 \text{ cm}$
- ↪ Nervio central de 30 cm y macizado junto a las columnas
- ↪ Inercia agrietada de columnas 0.80 de la inercia sin agrietar ⁽²⁷⁾
- ↪ Las nueve combinaciones de carga son las indicadas en la sección 3.2.4 en las ecuaciones 3.8 a 3.16.

²⁴ Timoshenko Stephen y James Gere. (1998). Mecánica de materiales. México D.F. Internacional Thomson Editores.

²⁵ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

En el gráfico 3.3 se indica la distribución y orientación de las columnas.

GRÁFICO 3.3
IMPLANTACIÓN DE COLUMNAS PROYECTO No.2



Se presenta las derivas calculadas por el programa para el punto 23, indicado en el gráfico 3.4

CUADRO 3.7
DERIVAS DE PISO

PISO	Deriva en X (mm)	Deriva en Y (mm)
2	0,00150	0,00191
1	0,00192	0,00245

En toda la estructura las derivas son menores que la deriva máxima de 0.0025mm.

El porcentaje de masa modal efectiva se presenta en el cuadro 3.8.

CUADRO 3.8
PORCENTAJE DE MASA MODAL EFECTIVA

MODOS	PERIODO	UX	UY	RZ
1	0,3848	0,000	92,616	0,000
2	0,3415	92,523	0,000	0,000
3	0,3372	0,000	0,000	92,615
4	0,1425	0,000	7,376	0,001
5	0,1261	7,476	0,000	0,000
6	0,1071	0,000	0,001	7,368
7	0,0128	0,000	0,000	0,000
8	0,0087	0,000	0,000	0,001
9	0,0073	0,000	0,000	0,003
10	0,0045	0,000	0,000	0,003

Se observa que el comportamiento dinámico predominante es traslacional.

3.3.5 DISEÑO DE COLUMNAS

En las disposiciones de la ACI el dimensionamiento mínimo para columnas es de 30 cm por lado, pero éste se refiere a edificaciones en general; para estructuras de dos pisos de altura, dicho valor puede ser sobredimensionado, por lo que, se aceptan los requerimientos de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente para casas de uno y dos pisos, en donde se expone la dimensión mínima de columnas de 20x30 cm. ⁽²⁶⁾

²⁶ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1997). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá, Colombia.

Las fuerzas actuantes últimas y las combinaciones de carga para la columna de la intersección de ejes 2/B en la planta baja son las indicadas a continuación:

	Mxx		Pu	Myy	
	Cabeza	Pie		Cabeza	Pie
D	0,02	0,03	10,87	0,02	0,03
L	0,007	0,0105	3,97	0,007	0,0105
Sx	0,001	0,001	0,14	0,55	0,86
Sy	1,03	2,14	0	0,001	0,001

1	0,04	0,06	21,97	0,04	0,06
2	0,03	0,05	16,67	0,80	1,25
3	0,03	0,04	16,28	-0,74	-1,16
4	0,02	0,03	9,98	0,80	1,26
5	0,02	0,03	9,58	-0,77	-1,20

6	1,48	3,05	16,48	0,03	0,05
7	-1,42	-2,96	16,48	0,03	0,04
8	1,49	3,09	9,78	0,02	0,03
9	-1,45	-3,03	9,78	0,02	0,03

Cálculo de Esfuerzos máximos y mínimos

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{Pu}{A} \pm \left(6 \frac{M_{xx}}{bh^2} + 6 \frac{M_{yy}}{hb^2} \right) \quad (3.18)$$

	σ_{\max}		σ_{\min}	
	Cabeza	Pie	Cabeza	Pie
1	399	416	333	316
2	689	919	-133	-363
3	652	867	-109	-324
4	575	804	-242	-471
5	549	770	-230	-450
6	782	1314	-233	-764
7	761	1282	-211	-733
8	670	1206	-344	-880
9	656	1187	-330	-861

Para los esfuerzos máximos y mínimos se tiene:

$$Pu = 16.48 \text{ T} \quad Mx = 3.05 \text{ T.m} \quad My = 0.05 \text{ T.m}$$

$$Pu = 9.78 \text{ T} \quad Mx = 3.09 \text{ T.m} \quad My = 0.03 \text{ T.m}$$

3.3.5.1 Revisión de esbeltez

Por la geometría rectangular de las columnas el factor de amplificación de momentos se calcula en sentido X e Y. La estructura es no contraventeada.

Se utilizan las ecuaciones de la 3.19 a la 3.25 de la sección 3.2.5.1

Dirección débil; columna 30x20

$$\Psi_A = 2,40$$

$$\Psi_B = 2,40$$

$$\Psi_m = 2,40$$

$$K = 1,66$$

$$\frac{K.Lu}{r} = 63,61$$

$$E.I = 1,4E+09 \text{ Kg/cm}$$

$$P_c = 94,25 \text{ T}$$

$$\delta_{P_u \max} = 1,33$$

$$\delta_{P_u \min} = 1,17$$

Dirección fuerte; columna 20x30

$$\Psi_A = 5,40$$

$$\Psi_B = 5,40$$

$$\Psi_m = 5,40$$

$$K = 2,28$$

$$\frac{K.Lu}{r} = 58,19$$

$$E.I = 3,1E+09 \text{ Kg/cm}$$

$$P_c = 112,65 \text{ T}$$

$$\delta_{P_u \max} = 1,26$$

$$\delta_{P_u \min} = 1,14$$

δ : factor de amplificación de momentos

P_c : carga crítica

L_u : longitud libre de columna

Diseño para:

$$\delta_{xx} P_{u_{max}} = 1,26$$

$$\delta_{xx} P_{u_{min}} = 1,14$$

$$\delta_{yy} P_{u_{max}} = 1,33$$

$$\delta_{yy} P_{u_{min}} = 1,17$$

$$P_{u_{max}} = 16,48 \quad T$$

$$P_{u_{min}} = 9,78 \quad T$$

$$M_{uxx} = 3,84 \quad T.m$$

$$M_{uxx} = 3,52 \quad T.m$$

$$M_{uyy} = 0,07 \quad T.m$$

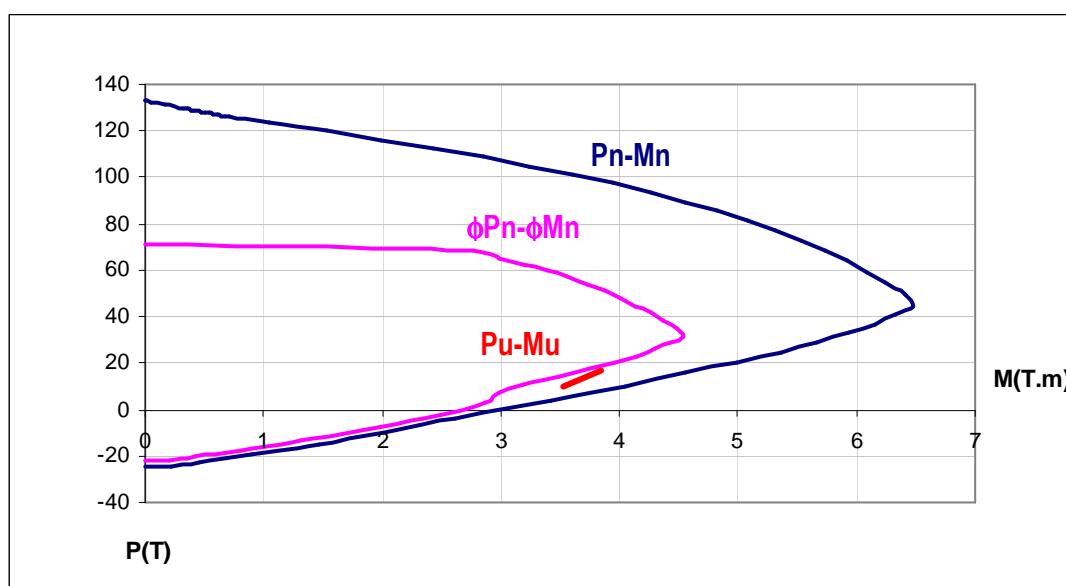
$$M_{uyy} = 0,04 \quad T.m$$

Para el refuerzo longitudinal, se asigna la cuantía del 1%, con lo que el área de acero requerido es 6.00 cm^2

La armadura escogida es $4\phi 14$, con dicho refuerzo y con la geometría de la columna se ubica en el diagrama uniaxial de interacción carga-momento mostrado en el gráfico 3.4

GRAFICO 3.4

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P- M PARA LA COLUMNA DE 20x30 ($4\phi 14$)



Programa de Interacción uniaxial. Hormigón Armado III

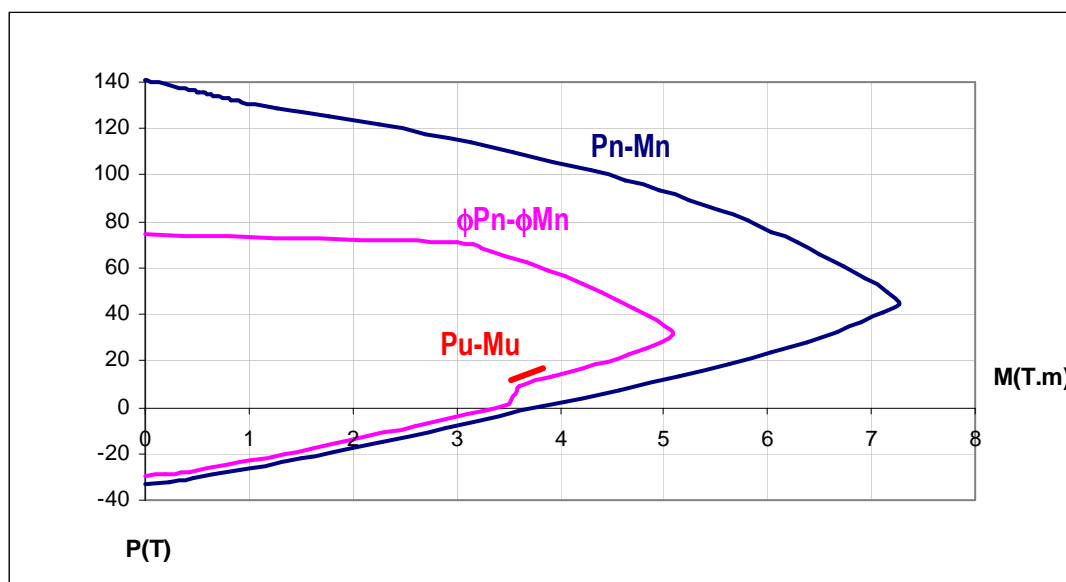
Las cargas $P_u(16.48) - M_u(3.84)$ y $P_u(9.78) - M_u(3.52)$, están ubicadas fuera del gráfico $\phi P_n - \phi M_n$, el cual indica la capacidad de la columna, por lo que, la armadura o sección planteada no es suficiente para las cargas solicitadas.

Se aumenta 30% la cuantía de columnas, con lo que el área de acero requerido es 7.80 cm^2

La armadura escogida es $4\phi 16$, con dicho refuerzo y con la geometría de la columna se ubica en el diagrama uniaxial de interacción carga-momento mostrado en el gráfico 3.5

GRAFICO 3.5

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P- M PARA LA COLUMNA DE 20x30 (4 ϕ 16)



Programa de Interacción uniaxial. Hormigón Armado III

Las cargas $P_u(16.48) - M_u(3.84)$ y $P_u(9.78) - M_u(3.52)$, están ubicadas dentro del gráfico $\phi P_n - \phi M_n$, el cual indica la capacidad de la columna, por lo que la armadura y sección planteada es suficiente para las cargas solicitadas $P_u - M_u$; el gráfico $P_n - M_n$ representa la capacidad nominal de la columna.

También se observa que las cargas solicitadas se encuentran dentro de la zona de ductilidad.

3.3.5.2 Refuerzo transversal

Como ya se dijo en la sección 3.2.5.2 el área del refuerzo transversal está dado por la mayor cantidad de acero requerido por confinamiento y por cortante. Utilizando las ecuaciones 3.26 a 3.32

A continuación se presenta el refuerzo transversal que se requiere por confinamiento y por cortante para la columna de 20x30 en sus dos direcciones.

Momentos (T-m)		Geometría de Columna (cm)			Refuerzo Long.		Espaciamiento estribos (cm)			
		b	h	alt.libre	#	φ	s en lo		s en lm	
Mxx	3,84	20	30	230	4	16	5	45	7,5	140
Myy	3,52	30	20							

Por Confinamiento					Por Cortante				
h''	Ag	Ac	Ash1	Ash2	Vu	d	Vc	Vs	Av
14,0	600	375	0,63	0,32	6,35	25,7	3,948	3,523	0,24
24,0			1,08	0,54		15,7	3,617	3,853	0,44

$$V_u = \frac{2 \times 7.30}{2.30} = 6.35 \text{ T}$$

	RAMAS CORTAS	RAMAS LARGAS
En la longitud lo :	As = 1,08 φ10 = 2 s = 5	As = 0,63 cm ² φ10 = 2 ramas s = 5 cm
En la longitud lm :	As = 0,44 φ10 = 2 s = 7,5	As = 0,24 cm ² φ10 = 2 ramas s = 7,5 cm

3.3.6 DISEÑO DE LOSA

Para el diseño de la losa con vigas banda se utiliza el método del pórtico equivalente.

Las cargas actuantes sobre la losa de entrepiso son:

$$D = 0.64 \text{ T/m}^2$$

$$L = 0.20 \text{ T/m}^2$$

$$1.4D+1.7L = 1.24 \text{ T/m}^2$$

$$l = 3.00 \text{ m}$$

$$q_u = 3.71 \text{ T/m}$$

En la franja de columna el refuerzo mínimo requerido para cubrir los momentos de agrietamiento son:⁽²⁷⁾

$$As_{\min}^- = 0,63 \text{ cm}^2/n$$

$$As_{\min}^+ = 0,63 \text{ cm}^2/n$$

En la franja de tramo el refuerzo mínimo requerido es:

$$As_{\min}^- = 0,45 \text{ cm}^2/n$$

$$As_{\min}^+ = 0,27 \text{ cm}^2/n$$

La cuantía para el refuerzo máximo no debe ser mayor a $0.75\rho_b$, el valor de ρ_b aproximadamente es 0.0214⁽²⁷⁾

$$As_{\max}^- = 2,57 \text{ cm}^2/n$$

$$As_{\max}^+ = 12,84 \text{ cm}^2/n$$

Para la cubierta, adicionalmente del refuerzo de los nervios, se colocará la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura, que no debe ser menor que 0.0018.⁽³¹⁾

$$As = 0,90 \text{ cm}^2/m$$

²⁷ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

Análisis.

En la dirección X se tiene los siguientes resultados:

Las propiedades de las vigas son:

$l = 3.00 \text{ m}$ Ancho del pórtico

$I_o = 0.00099 \text{ m}^4$ Inercia franja de columna fuera de la zona de punzonamiento

$I_a = 0.00145 \text{ m}^4$ Inercia franja de columna en la zona de punzonamiento

Para las variables \bar{k} , \bar{a} y \bar{m}_f , se ha asignado valores típicos para este tipo de losas.

$$\bar{k} = 5$$

$$\bar{a} = 0.55$$

$$\bar{m}_f = 0.9$$

$l_c = 2.30 \text{ m}$ Longitud libre de la columna

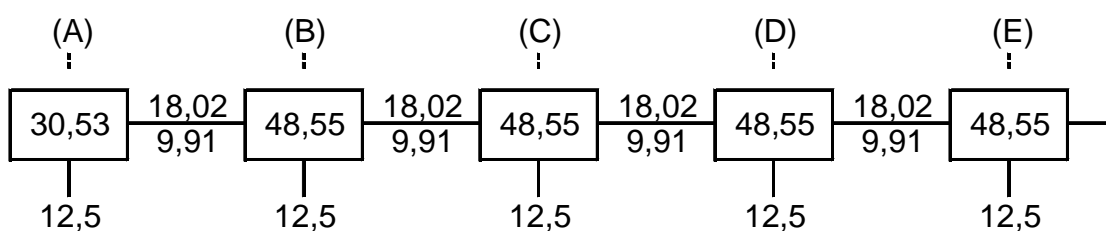
$I_c = 0.00045 \text{ m}^4$ Inercia de columna

$K_t = 0.00342 \text{ m}^3$ Rigidez del elemento torsional ⁽²⁸⁾

$K_c = 0.00099 \text{ m}^3$ Propiedad de la columna

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_t} + \frac{1}{2K_c} \Rightarrow K_{eq} = 0.00125 \quad (3.44)$$

El pórtico equivalente es el siguiente, el cual se resuelve por método matricial



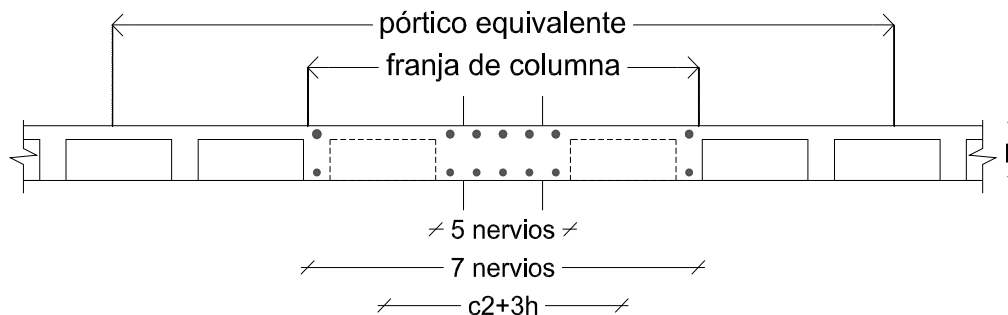
El momento positivo del pórtico M_p , se distribuye 60% a la franja de columna y 40% a la franja de tramo.

El momento negativo del pórtico M_p , se distribuye 75% a la franja de columna y 25% a la franja de tramo.

²⁸ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

En la franja de columna hay 7 nervios para carga vertical y 5 nervios para carga de sismo, como se observa en el siguiente gráfico.

GRÁFICO 3.6
PÓRTICO EQUIVALENTE



	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
M_p	1,20	3,62	3,50	3,03	2,74
		1,76	0,61	0,91	1,29
$M_{fr.col}$	1,20	1,06	2,72	0,37	2,63
$M_{fr.col/n}$	0,17	0,15	0,39	0,05	0,38
$As_{fr.col/n}$	0,32	0,28	0,73	0,10	0,70
Mu_{sismo}	1,1501	1,02	0,93	0,93	0,93
$M_{sismo/n}$	0,23	0,20	0,19	0,19	0,19
$As_{sismo/n}$	0,43	0,38	0,35	0,35	0,35
As^-/n requerido	0,75	1,11	1,05	0,96	0,90
As^+/n	0,43	0,28	0,38	0,10	0,35

El refuerzo requerido considerando el refuerzo mínimo es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	0,75	1,11	1,05	0,96	0,90
As^+	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63

El refuerzo correspondiente en la franja de columna por cada nervio de 10 cm de ancho es el siguiente:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12
As^+	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10

En la franja de tramo hay 2 nervios

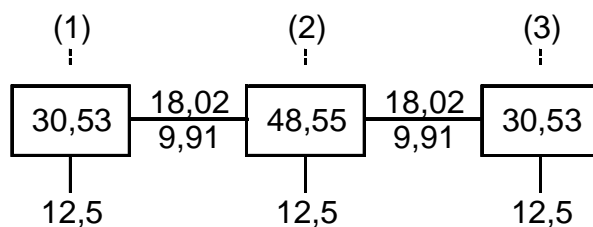
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)				
Mp^-	1,20	3,62	3,50	3,03	2,74				
Mp^+		1,76	0,61	0,91	1,29				
$Mu_{ver.}$		0,70	0,91	0,24	0,88	0,36	0,76	0,52	0,69
$Mu_{ver./n}$		0,35	0,45	0,12	0,44	0,18	0,38	0,26	0,34
$As_{ver./n}$	0,53	0,66	0,85	0,53	0,82	0,53	0,71	0,53	0,64

El refuerzo correspondiente en la franja de tramo por cada nervio de 10 cm de ancho es el siguiente:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	1 ϕ 10	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 10	1 ϕ 10
As^+		1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10

En la dirección Y se tiene los siguientes resultados:

El pórtico equivalente es el siguiente, el cual se resuelve por método matricial



En la franja de columna hay 7 nervios para carga vertical y 5 nervios para carga de sismo.

	(1)		(2)		(3)
M_p^-	1,20		4,03		1,20
M_p^+		1,65		1,65	
$M_{fr.col}$	1,20	0,99	3,02	0,99	1,20
$M_{fr.col/n}$	0,17	0,14	0,43	0,14	0,17
$A_{s_{fr.col/n}}$	0,32	0,27	0,81	0,27	0,32
$M_{u_{sismo}}$	1,60		1,64		1,60
$M_{sismo/n}$	0,32		0,33		0,32
$A_{s_{sismo/n}}$	0,60		0,62		0,60
$A_{s^-/n}$ requerido	0,92		1,42		0,92
$A_{s^+/n}$	0,60	0,27	0,62	0,27	0,60

El refuerzo requerido considerando el refuerzo mínimo es:

	(1)		(2)		(3)
A_{s^-}	0,92		1,42		0,92
A_{s^+}	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63

El refuerzo correspondiente en la franja de columna por cada nervio de 10 cm de ancho es el siguiente:

	(1)	(2)	(3)
As^-	1 ϕ 12	1 ϕ 12 1 ϕ 10	1 ϕ 12
As^+	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10

El refuerzo adicional de 1 ϕ 10 es por cada 3 nervios.

En la franja de tramo hay 2 nervios.

	(1)	(2)	(3)
Mp^-	1,20	4,03	1,20
Mp^+		1,65	1,65
$M_{fr.col}$		0,66	0,66
$M_{fr.col/n}$		0,33	0,33
$As_{fr.col/n}$	0,53	0,62	0,94

El refuerzo correspondiente en la franja de tramo por cada nervio de 10 cm de ancho es el siguiente:

	(1)	(2)	(3)
As^-	1 ϕ 10	1 ϕ 10 1 ϕ 8	1 ϕ 10
As^+		1 ϕ 10	1 ϕ 10

El refuerzo adicional de 1 ϕ 8 es por cada 3 nervios

3.3.7 CONEXIÓN LOSA-COLUMNA

- ↳ Una parte del momento desbalanceado debe ser resistido por la losa a través de la transferencia de momento por flexión.
- ↳ Lo restante del momento desbalanceado debe ser transmitido por corte.

3.3.7.1 Transferencia por flexión

$$\phi Mn \geq \gamma_f (Mdb) \quad (3.45)$$

Columna 2/B del pódico B: 20x30 cm

γ_f : transferencia por flexión

$c_2=20$: ancho de la columna

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (3.46)$$

$$\gamma_f = 0,57$$

$$Mdb = 1,65$$

$$\gamma_f (Mdb) = 0,94$$

$$\text{en ancho} = 0,90 \text{ m}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn = 3,06 \text{ T.m}$$

Se satisface que la capacidad es mayor que la solicitud.

3.3.7.2 Transferencia por corte

El esfuerzo de punzonamiento actuante no debe ser mayor que el esfuerzo resistente.

$$A_c = 2624 \text{ cm}^2$$

Área de corte

$$J/C = 34773,3 \text{ cm}^3$$

Módulo resistente de la sección crítica

$$\gamma_v = 0,43$$

% transmitido por corte

$$v_{u,1,2} = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_v \times M_{u,db}}{J/c} \quad (3.47)$$

SOLICITACIONES DE CALCULO:

Por carga vertical

$$\begin{aligned}
 V_u &= 10,52 \text{ T} \\
 M_{u_{db}} &= 0,27 \text{ T.m} \\
 \sigma_{u_1} &= 4,01 + 0,334 = 4,34 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \sigma_{u_2} &= 4,01 - 0,334 = 3,68 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Por carga sísmica

$$\begin{aligned}
 V_u &= 7,89 \text{ T} \\
 M_{u_{db}} &= 2,14 \text{ T.m} \\
 \sigma_{u_1} &= 3,01 + 2,646 = 5,65 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \sigma_{u_2} &= 3,01 - 2,646 = 0,36 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

SOLICITACIONES POR CAPACIDAD A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 A_s^- &= 5,65 \text{ cm}^2 \\
 A_s^+ &= 3,95 \text{ cm}^2 \\
 V_u &= 10,52 \text{ T} \\
 M_1 &= 4,25 \text{ T.m} \\
 M_2 &= 3,08 \text{ T.m} \\
 M_{u_{db}} &= 7,33 \text{ T.m} \\
 \sigma_{u_1} &= 13,07 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

El esfuerzo admisible máximo a corte de la losa es:

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \sigma_s &= 15,36 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \sigma_n &= 23,04 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \phi \sigma_n &= 19,59 \text{ Kg/cm}^2 > 13,07
 \end{aligned}$$

3.3.7.3 Diseño de estribos

Se requieren estribos a una distancia de 3 veces el espesor de la losa. Se recomienda colocar estribos aún sí por medio del cálculo no lo requiere, para fines de confinamiento.

$$\begin{aligned} V_c &= 20,15 \text{ T} \\ V_s &= 20,19 \text{ T} \\ A_v &= 1,50 \text{ cm}^2 \\ \# \text{ramas} &= 8 \\ s &= 5,00 \text{ cm} \\ \phi &= 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Los estribos se colocarán cada 5cm por 60cm desde la cara y a partir de esa distancia a cada 10cm.

3.2.7.4 Ubicación de la rótula plástica

La resistencia a flexión de las columnas debe satisfacer la ecuación 3.41 ⁽²⁹⁾

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_v \quad (3.48)$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 3,48 \text{ T.m} \\ M_2 &= 2,50 \text{ T.m} \\ \sum M_v &= 5,98 \text{ T.m} \\ 1,2 \sum M_v &= 7,18 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Columna 30x20 con 4 ϕ 16

Piso	P	Mn
2	9,94	4,80
1	20,46	5,70

$$\sum M_c = 10,50 \text{ T.m} > 7,18$$

²⁹ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

3.4 CIMENTACIONES

Se presenta el diseño de las cimentaciones para el proyecto No.1 y No.2 para un suelo intermedio.

Esfuerzo del suelo: $\sigma_{adm} = 15 \text{ T/m}^2$

La profundidad de cimentación está dada por el estudio de suelos, para los presentes ejemplos se tomará de 1.50 m.

3.4.1 CIMENTACIÓN PROYECTO No.1

A la carga muerta se le va a sumar el peso del suelo sobre la zapata y su peso propio.

Para una zapata interior:

	Mxx	Myy
$P_D = 37,94 \text{ T}$	$M_D = 0,04$	$M_D = 0,04 \text{ T.m}$
$P_L = 4,64 \text{ T}$	$M_L = 0,007$	$M_L = 0,007 \text{ T.m}$
$P_S = 0,37 \text{ T}$	$M_{Sx} = 0,00$	$M_{Sx} = 4,94 \text{ T.m}$
	$M_{Sy} = 5,71$	$M_{Sy} = 0,00 \text{ T.m}$

$$Area = \frac{P_D + P_L}{\sigma} = 2,84 \text{ m}^2 \quad (3.49)$$

$$Area = \frac{P_D + P_L + P_S}{1.33\sigma} = 2,15 \text{ m}^2 \quad (3.50)$$

El área mínima de la zapata debe ser de 2.84 m^2 , y de forma cuadrada por la geometría de la columna.

Base de la zapata = 1.70 m

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{P}{A} \pm \frac{6 M}{BL^2} \quad (3.51)$$

$$\sigma_{\max} = 21,89 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 7,83 \text{ T/m}^2$$

$$1,33\sigma_{adm} = 19,95 \text{ T/m}^2$$

El esfuerzo máximo es mayor que el admisible por el suelo, por lo que, se debe aumentar el área de la zapata.

$$b = 1,80 \text{ m}$$

$$A = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 19,18 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 7,33 \text{ T/m}^2$$

Para obtener los esfuerzos de diseño se ha utilizado la combinación de carga de la ecuación 3.9

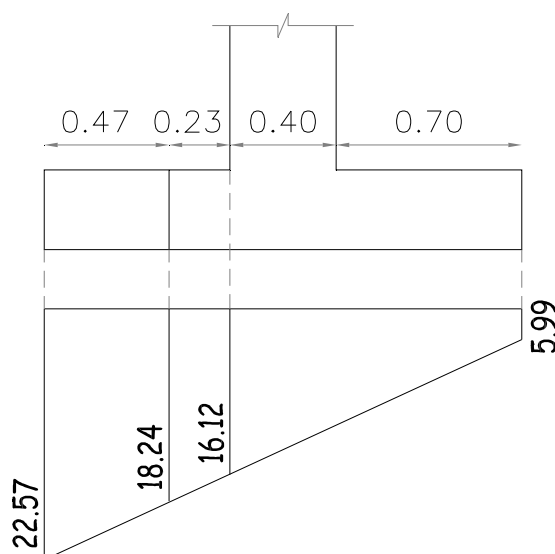
$$\sigma_{u_{\max}} = 22,57 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{u_{\min}} = 5,99 \text{ T/m}^2$$

La distribución de esfuerzos últimos bajo la zapata en T.m es el mostrado en el gráfico 3.7

GRÁFICO 3.7

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO ZAPATA



POR CORTE

La altura mínima de una zapata es 30 cm con un recubrimiento de 7 cm. ⁽³⁰⁾

$$h = 30,00 \text{ cm}$$

$$d = 23,00 \text{ cm}$$

$$Vu = 9,59 \text{ T}$$

$$Vc = 17,66 \text{ T}$$

$$\phi Vn = 15,02 \text{ T}$$

POR PUNZONAMIENTO

$$Vu = \sigma_{\text{promedio}} \times \text{Área colaborante}$$

$$bo = 252,0 \text{ cm}$$

$$Vu = 40,50 \text{ T}$$

$$Vc = 89,03 \text{ T}$$

$$\phi Vn = 75,68 \text{ T}$$

POR FLEXIÓN

$$Mu = \frac{l^2}{6} (2\sigma_{\text{max}} + \sigma_i)$$

$$Mu = 5,00 \text{ T.m/m}$$

$$Mn = 5,56 \text{ T.m/m}$$

$$As = 7,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(3.52)

El refuerzo mínimo para zapatas es: ⁽³⁴⁾

$$As_{\text{min}} = 0.0018 \times b \times h = 5.40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La armadura escogida para la zapata en las dos direcciones es 1 ϕ 14 @ 20 cm.

³⁰ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

3.4.2 CIMENTACIÓN PROYECTO No.2

A la carga muerta se le va a sumar el peso del suelo sobre la zapata y su peso propio.

Para una zapata interior:

$$\begin{array}{lll}
 P_D = 10,87 \text{ T} & M_D = 0,03 & M_D = 0,03 \text{ T.m} \\
 P_L = 3,97 \text{ T} & M_L = 0,01 & M_L = 0,01 \text{ T.m} \\
 P_S = 0,14 \text{ T} & M_{Sy} = 2,14 & M_{Sx} = 0,86 \text{ T.m}
 \end{array}$$

$$Area = \frac{P_D + P_L}{\sigma} = 0,99 \text{ m}^2 \quad (3.49)$$

$$Area = \frac{P_D + P_L + P_S}{1.33\sigma} = 0,75 \text{ m}^2 \quad (3.50)$$

El área mínima de la zapata debe ser de 0.99 m^2 , y de forma rectangular proporcional a la columna.

Base de la zapata = 0.80 m

Longitud de zapata = 1.25 m

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{P}{A} \pm \frac{6 M}{BL^2} \quad (3.51)$$

$$\sigma_{\max} = 31,31 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -1,35 \text{ T/m}^2$$

$$1,33\sigma_{\text{adm}} = 19,95 \text{ T/m}^2$$

El esfuerzo máximo es mayor que el admisible por el suelo, por lo que, se debe aumentar el área de la zapata.

$$B = 1,50 \text{ m}$$

$$L = 1,00 \text{ m}$$

$$A = 1,50 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 18,69 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,28 \text{ T/m}^2$$

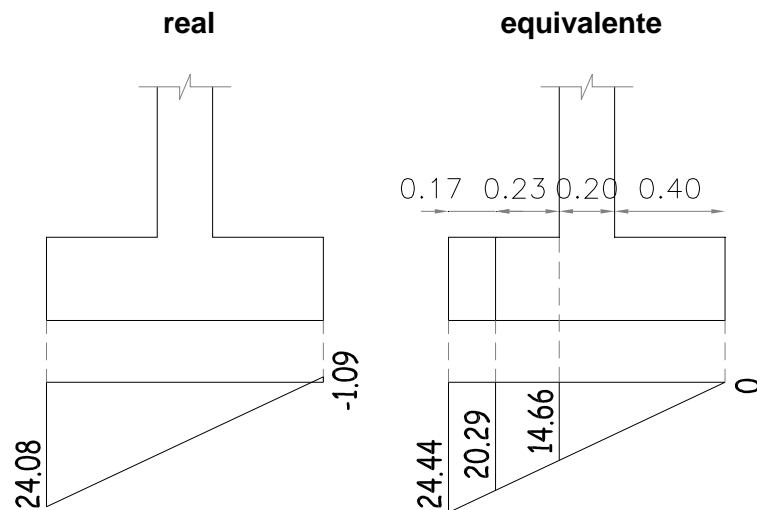
Para obtener los esfuerzos de diseño se ha utilizado la combinación de carga de la ecuación 3.9

$$\sigma_{u_{\max}} = 23,28 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{u_{\min}} = -1,04 \text{ T/m}^2$$

La distribución de esfuerzos últimos bajo la zapata en T.m es el mostrado en el gráfico 3.8

GRÁFICO 3.8
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO ZAPATA



POR CORTE

La altura mínima de una zapata es 30 cm con un recubrimiento de 7 cm.

$$h = 30,00 \text{ cm}$$

$$d = 23,00 \text{ cm}$$

$$V_u = 3,80 \text{ T}$$

$$V_c = 17,66 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 15,02 \text{ T}$$

POR PUNZONAMIENTO

$$Vu = \sigma_{promedio} \times \text{Área colaborante}$$

$$\begin{aligned} b_o &= 192 \text{ cm} \\ Vu &= 15,55 \text{ T} \\ Vc &= 67,83 \text{ T} \\ \phi Vn &= 57,66 \text{ T} \end{aligned}$$

POR FLEXIÓN

$$Mu = \frac{l^2}{6} (2\sigma_{\max} + \sigma_i) \quad (3.52)$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1,69 \text{ T.m/m} \\ Mn &= 1,88 \text{ T.m/m} \\ As &= 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

El refuerzo mínimo para zapatas es: ⁽⁰⁾

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h = 5.40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La armadura escogida para la zapata es 1 ϕ 12 @ 20 cm.

En la otra dirección la armadura que se requiere es 1 ϕ 12 @ 20 cm.

Para suelos donde su esfuerzo admisible sea muy inferior, se debe considerar para la cimentación, la opción de diseñar con zapatas corridas; ya que con zapatas aisladas se debería buscar una profundidad superior, de tamaños considerables y su costo alto.

CAPITULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN

4.1 INTRODUCCIÓN

A continuación se presentan las características geométricas de los dos ejemplos a ser diseñados bajo el sistema de paredes portantes de hormigón.

PROYECTO No.3 ; de 5 pisos

PROYECTO No.4 ; de 2 pisos

Sus características son las siguientes:

- ↳ El uso de las edificaciones es para viviendas
- ↳ La altura de entrepiso es 2.43 m
- ↳ Luces de vanos 3.00 m
- ↳ Esfuerzo de fluencia del acero (f_y) : 4200 Kg/cm²
- ↳ Esfuerzo del hormigón (f'_c) :180 Kg/cm²

El procedimiento es el siguiente:

- ↳ Determinación de las cargas verticales: muerta y viva
- ↳ Determinación del corte basal y distribución en altura
- ↳ Modelación de la estructura en ETABS
- ↳ Diseño de la estructura

4.2 EJEMPLO PROYECTO No. 3

El ejemplo No. 3 consiste en una edificación de 24.00 x 6.00 m, con 5 pisos de altura y cuya planta tipo se indica en el gráfico 1.2

4.2.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

La altura mínima de una losa maciza es de 9.00 cm por ser una losa sobre apoyos de gran peralte, que para este caso son las paredes. ⁽³¹⁾

La altura de la losa escogida es de 13.00 cm, basándose en prevenir que se genere una inadecuada manipulación del refuerzo de la losa en obra, debido a las instalaciones sanitarias.

4.2.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL

En este caso el valor de la carga muerta básicamente es el peso de la estructura más el acabado de piso, puesto que, las paredes no requieren de enlucidos.

CARGA MUERTA = 0.71 T/m^2 según se detalla en el cuadro 4.1

CARGA VIVA = 0.20 T/m^2 por ser su uso para viviendas

CUADRO 4.1

ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA

DESCRIPCIÓN	PESO (Kg/m ²)
Losa maciza	312,00
Recubrimiento de piso	38,00
Paredes	360,00
SUMA CARGA MUERTA:	710,00

Para la losa de cubierta se tiene una Carga Muerta = 0.35 T/m^2

³¹ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

4.2.3 DETERMINACION DEL CORTE BASAL

El cortante basal de diseño que se le aplica a la estructura en una dirección dada es: ⁽³²⁾

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_p \times \phi_e} \times W \quad (4.1)$$

$$C = \frac{1.25 S^s}{T} \quad (4.2)$$

$$0.5 \leq C \leq C_m \quad (4.3)$$

a) T: Periodo de Vibración

$$T = C_t (h_n)^{3/4} = 0.39 \text{ s} \quad (4.4)$$

$$C_t = 0.06$$

$$h_n = 12.15 \text{ altura máxima de la edificación (m)}$$

b) S: Coeficiente del suelo

Perfil tipo: S2

S: 1.2

C_m: 3.00

C: 2.90

c) Z: Factor de zona

Quito; zona sísmica 4

Z: 0.4

d) I: Coeficiente de tipo de uso

Edificación no esencial ni de ocupación especial

I: 1

³² Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

e) R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural

R: 3.5 Se recomienda adoptar este valor, el cual está dirigido a estructuras que no permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar deformaciones inelásticas, como en aquellos muros estructurales en los que el efecto predominante es corte o porque su refuerzo no es muy dúctil; el muro se agotará en las condiciones de cargas solicitadas, sin la posibilidad de disipar energía en el rango inelástico.

f) ϕ_p y ϕ_e : Coeficientes de configuración en planta y en elevación

ϕ_p : 1

ϕ_e : 1

El corte basal calculado es:

$$V = 34.29\% W$$

4.2.3.1 Distribución vertical del corte basal

El corte basal se distribuye de forma triangular en la altura del edificio. ⁽³³⁾

$$F_i = \frac{W_x \times h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i} (V - F_t) \quad (4.5)$$

n: número de pisos

F_t : fuerzas concentradas en el último piso

W_i : peso en el piso i

F_x : fuerza en el nivel x

h_x : altura del piso desde la base

³³ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

En el siguiente cuadro se muestra la distribución del corte basal.

CUADRO 4.2

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL

PISO	hi (m)	Wi (T)	Wi x hi	Fi (T)
5	12,15	50,40	612,36	31,14
4	9,72	102,24	993,77	50,54
3	7,29	102,24	745,33	37,91
2	4,86	102,24	496,89	25,27
1	2,43	102,24	248,44	12,64
Σ		459,36	3096,79	157,50

$$V = 34.29\% W$$

$$V = 157.50 T$$

4.2.4 DISEÑO DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN

El espesor de las paredes se ha escogido mediante la imposición del mismo y comprobación de sus requerimientos, siendo satisfactorio para esta estructura el espesor de pared de 10cm, como se indica a continuación.

4.2.4.1 Refuerzo mínimo

Para la pared de 10 cm de espesor, el refuerzo mínimo necesario es: ⁽³⁴⁾

$$A_{s_{min}} = 0.0018x/h$$

$$A_{s_{min}} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El área por metro de malla electrosoldada de 4.5 mm con espaciado de 15 cm es 1.06cm^2 , se colocará doble malla obteniendo un área de refuerzo de 2.12 cm^2 .

A continuación se presentan los valores obtenidos del análisis estructural de momento, axial y cortante; las combinaciones de carga y los esfuerzos máximos y mínimos de la pared E del piso 1 cuya longitud es 6.00m, la cual tiene cabezales a los extremos de 3.0 x 0.10 m, mostrado en el gráfico 1.1.

³⁴ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

	M	P	V
D	3,37	44,27	0,51
L	1,53	9,50	0,20
S	188	5,80	40,15

				$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
1	7,32	78,13	1,05	78,41	54,01
2	269,25	66,73	57,12	505,31	-392,20
3	-258,27	50,46	-55,54	473,22	-387,70
4	271,87	48,14	57,87	493,92	-416,33
5	-265,81	31,55	-56,96	469,75	-415,28

Las solicitaciones de cálculo para la pared del eje E son:

Para $\sigma_{\text{máx}}$: $M_u = 269.28 \text{ T.m}$

$P_u = 66.73 \text{ T}$

$V_u = 57.12 \text{ T}$

Para $\sigma_{\text{mín}}$: $M_u = 271.87 \text{ T.m}$

$P_u = 48.14 \text{ T}$

$V_u = 57.87 \text{ T}$

4.2.5. DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

En el siguiente gráfico se muestra la curva P-M para la pared del eje E.

GRAFICO 4.1

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA LA PARED DEL EJE E

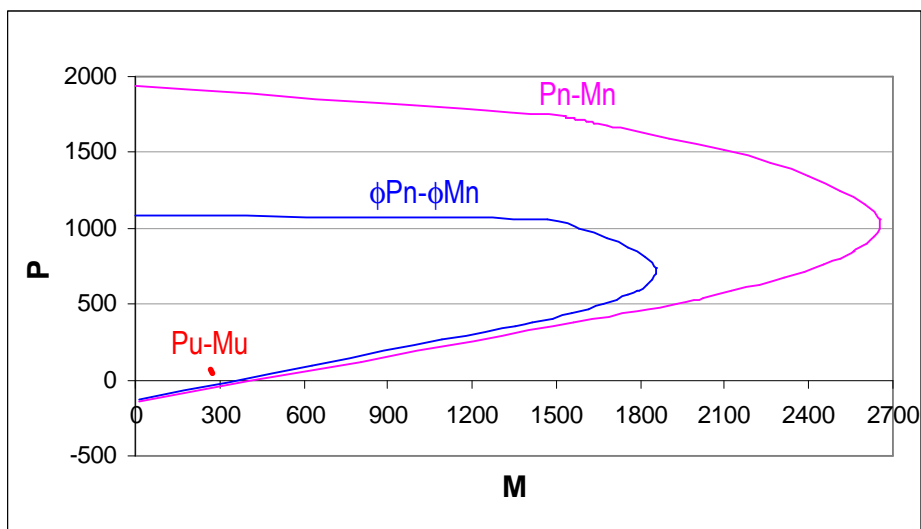


Diagrama de interacción para muros. Hormigón Armado III

Los valores P_u (66.73) – M_u (269.28) y P_u (48.14) – M_u (271.87) están ubicados dentro del gráfico ϕP_n - ϕM_n , el cual indica la gran capacidad de la pared, por lo que, la sección planteada es suficiente para las cargas solicitadas P_u - M_u ; el gráfico P_n - M_n representa la capacidad nominal de la pared.

4.2.6 DISEÑO POR CORTE

El corte último para la pared E es:

$$V_{u_{\text{diseño}}} = 57.87T$$

El cortante máximo admisible es:

$$V_{\text{max}} = 2.65\sqrt{f'_c} \times b \times 0.8 \times L$$

$$V_{\text{max}} = 171 T$$

La capacidad de corte del muro está dada por:

$$V_{\text{pared}} = 0.85 \times A_{cv} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_s \times f_y)$$

$$\rho_s = \frac{A_v}{A_g} = \frac{0.32}{150} = 0.0021$$

$$V_{\text{pared}} = 0.85 \times 10 \times 600 \times (0.53\sqrt{180} + 0.0021 \times 5000) = 90 T$$

La capacidad de corte del muro es mayor que el corte de diseño, por lo cual se mantiene este diseño

A continuación se presentan los valores obtenidos del análisis estructural de momento, axial y cortante; las combinaciones de carga y los esfuerzos máximos y mínimos de la pared #2 del piso 1 cuya longitud es 4.00m, mostrada en el gráfico 1.1

	M	P	V		
D	1,46	27,79	0,19		
L	0,7	7,79	0,08		
S	44,71	0,97	14,33		
				$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
1	3,23	52,15	0,40	142,50	118,25
2	65,15	40,47	20,41	345,51	-143,14
3	-60,30	37,75	-19,80	320,51	-131,76
4	65,25	26,40	20,66	310,68	-178,69
5	-62,62	23,62	-20,32	293,89	-175,77

Las solicitaciones de cálculo son:

Para $\sigma_{\text{máx}}$:

$$M_u = 65.15 \text{ T.m}$$

$$P_u = 40.47 \text{ T}$$

$$V_u = 20.41 \text{ T}$$

Para $\sigma_{\text{mín}}$:

$$M_u = 65.25 \text{ T.m}$$

$$P_u = 26.40 \text{ T}$$

$$V_u = 20.66 \text{ T}$$

4.2.5. DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN

En el siguiente gráfico se muestra la curva P-M para la pared #2.

GRAFICO 4.2

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA LA PARED #2

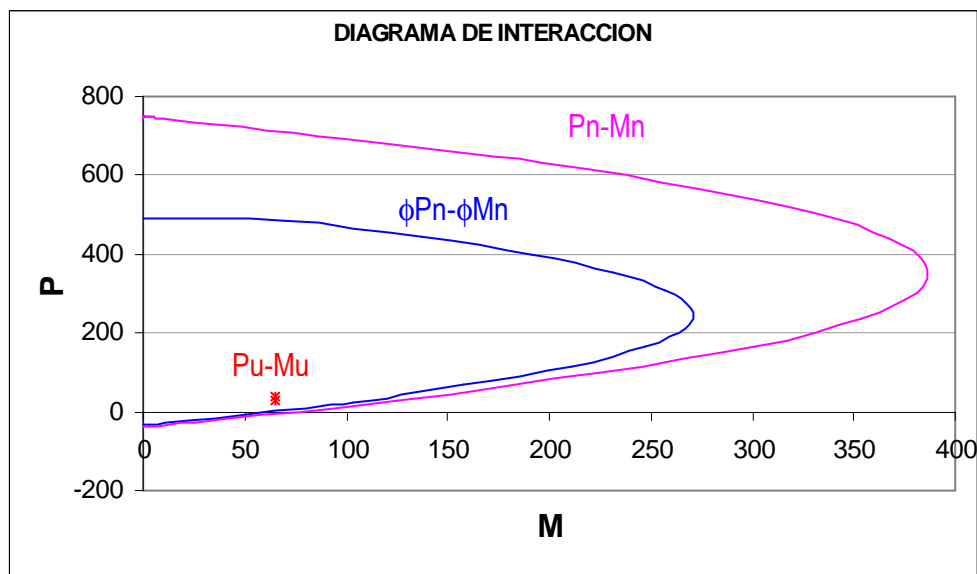


Diagrama de interacción para muros. Hormigón Armado III

Los valores P_u (40.47) – M_u (65.15) y P_u (26.40) – M_u (65.25) están ubicados dentro del gráfico $\phi P_n - \phi M_n$, el cual indica la gran capacidad de la pared, por lo que, la sección planteada es suficiente para las cargas solicitadas $P_u - M_u$; el gráfico $P_n - M_n$ representa la capacidad nominal de la pared.

4.2.6 DISEÑO POR CORTE

El corte último para la pared #2 es:

$$V_{u_{\text{diseño}}} = 20.66T$$

El cortante máximo admisible es:

$$V_{\text{max}} = 2.65\sqrt{f'c} \times b \times 0.8 \times L$$

$$V_{\text{max}} = 114 T$$

La capacidad de corte del muro está dada por:

$$V_{\text{pared}} = 0.85 \times A_{cv} \times (0.53\sqrt{f'c} + \rho_s \times f_y)$$

$$\rho_s = \frac{A_v}{A_g} = \frac{0.32}{150} = 0.0021$$

$$V_{\text{pared}} = 0.85 \times 10 \times 400 \times (0.53\sqrt{180} + 0.0021 \times 5000) = 60 T$$

4.2.7 DISEÑO DE LOSA

La losa es maciza de 13 cm de altura, para su diseño se ha escogido el método del nervio continuo, el cual es posible considerando que está apoyada sobre las paredes.

Las cargas actuantes en la losa son:

$$D = 0.35 \text{ T/m}^2$$

$$L = 0.20 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = 0.83 \text{ T/m}^2$$

El refuerzo de la losa está limitado por: ⁽³⁵⁾

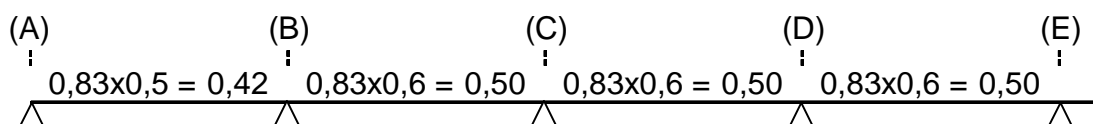
$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 2.34 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\max}} = 0.0107 \times b \times h = 13.91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la losa, ni mayor a 45 cm.

En la dirección X se tiene los siguientes resultados:

La carga última en una banda de un metro de ancho en T/m, afectada por las condiciones de borde y relaciones de aspecto para cada tramo es: ⁽³⁶⁾



Las fuerzas actuantes (T.m) en un metro de la franja de tramo son las indicadas a continuación:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
M ⁻ _u	-0,187	-0,374	-0,374	-0,374	-0,374
M ⁺ _u	0,191	0,187	0,187	0,187	0,187
V _u	0,56	-0,68	0,75	-0,69	0,73

³⁵ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

³⁶ Winter, G, (1977), Proyecto de estructuras de hormigón. Bogotá, Colombia

El refuerzo requerido para cada una de las secciones por metro de losa en cm^2 , es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	0,51	1,02	1,02	1,02	1,02
As^+	0,52	0,51	0,51	0,51	0,51

El refuerzo requerido en cm^2 , considerando el refuerzo mínimo y el espaciamiento máximo es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
As^+	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17

El área de acero transformado a varillas comerciales es el siguiente:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	3 ϕ 8	3 ϕ 8	3 ϕ 8	3 ϕ 8	3 ϕ 8
As^+	ϕ 0,55	ϕ 0,55	ϕ 0,55	ϕ 0,55	ϕ 0,55

El refuerzo inferior está conformado por una malla electrosoldada 5.5mm @15, cuya área es 1.58 cm^2 .

Las fuerzas actuantes en un nervio de la franja de columna son las indicadas a continuación:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
M^-_u	-0,125	-0,25	-0,25	-0,25	-0,25
M^+_u	\triangle	\triangle	\triangle	\triangle	\triangle
	0,13	0,12	0,12	0,12	0,12

El refuerzo requerido en varillas comerciales, para cada una de las secciones por metro de losa en cm^2 , considerando el refuerzo mínimo y el espaciamiento máximo es:

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
As^-	$3\phi 8$	$3\phi 8$	$3\phi 8$	$3\phi 8$	$3\phi 8$
As^+	$\phi 0,55$	$\phi 0,55$	$\phi 0,55$	$\phi 0,55$	$\phi 0,55$

Para la dirección Y se tiene un armado superior de $1\phi 8@0.30$ y como refuerzo inferior m.e.s. $\phi 5.5@0.15$

COMPROBACIÓN DEL CORTANTE

Por un metro de ancho de losa

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (4.6)$$

$$\phi V_c = 6.65 \text{ T}$$

4.3 EJEMPLO PROYECTO No. 4

El ejemplo No. 4 consiste en una edificación de 24.00 x 6.00 m, con 2 pisos de altura y cuya planta tipo se indica en el gráfico 1.1

4.3.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Según lo dicho en la sección 4.2.1 el espesor de la losa escogida es de 13.00 cm

4.3.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA VERTICAL

En este caso el valor de la carga muerta básicamente es el peso estructural de la estructura más ciertos acabados.

CARGA MUERTA = 0.65 T/m² según se detalla en el cuadro 4.3

CARGA VIVA = 0.20 T/m² por ser su uso para viviendas

CUADRO 4.3

ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA

DESCRIPCIÓN	PESO (Kg/m ²)
Losa maciza	312,00
Recubrimiento de piso	38,00
Mampostería	300,00
SUMA CARGA MUERTA:	650,00

Para la losa de cubierta se tiene una Carga Muerta = 0.35 T/m²

4.3.3 DETERMINACION DEL CORTE BASAL

El corte basal de diseño que se le aplica a la estructura en una dirección dada es:

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_p \times \phi_e} \times W \quad (4.1)$$

$$C = \frac{1.25S^s}{T} \quad (4.2)$$

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

(4.3)

a) T: Periodo de Vibración

$$T = C_t(hn)^{3/4} = 0.196 \text{ s}$$

(4.4)

$$C_t = 0.06$$

$$hn = 4.86 \quad \text{altura máxima de la edificación (m)}$$

b) S: Coeficiente del suelo

Perfil tipo: S2

S: 1.2

Cm: 3.00

C: 2.90

c) Z: Factor de zona

Quito; zona sísmica 4

Z: 0.4

d) I: Coeficiente de tipo de uso

Edificación no esencial ni de ocupación especial

I: 1

e) R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural

R: 3.5 Según lo dicho en la sección 4.2.3

f) ϕ_p y ϕ_e : Coeficientes de configuración en planta y en elevación ϕ_p : 1 ϕ_e : 1

El corte basal calculado es:

$$V = 34.29\% W$$

4.3.3.1 Distribución vertical del corte basal

El corte basal se distribuye de forma triangular en la altura del edificio. ⁽³⁷⁾

$$F_i = \frac{W_x \times h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i} (V - F_t) \quad (4.5)$$

n: número de pisos

F_t: fuerzas concentradas en el último piso

W_i: peso en el piso i

F_x: fuerza en el nivel x

h_x: altura del piso desde la base

Para $T \leq 0.7 \rightarrow F_t = 0$

En el siguiente cuadro se muestra la distribución del corte basal.

CUADRO 4.4

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL

PISO	h _i (m)	W _i (T)	W _i x h _i	F _i (T)
2	4,86	50,40	244,94	25,60
1	2,43	93,60	227,45	23,77
Σ		144,00	472,39	49,37

$$V = 34.29\% W$$

$$V = 49.37 T$$

³⁷ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.

4.3.4 DISEÑO DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN

El espesor de las paredes se ha escogido mediante la imposición del mismo y comprobación de sus requerimientos, siendo satisfactorio para esta estructura el espesor de pared de 8 cm, como se indica a continuación:

4.3.4.1 Refuerzo mínimo

Para pared de 8 cm de espesor, el refuerzo mínimo necesario es: ⁽³⁸⁾

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times l \times h$$

$$A_{s_{\min}} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El área por metro de malla electrosoldada de 5.5 mm con espaciamiento de 15 cm es 1.58 cm^2

A continuación se presentan los valores obtenidos del análisis estructural de momento, axial y cortante; las combinaciones de carga y los esfuerzos máximos y mínimos de la pared E, piso 1, cuya longitud es 4.0m, mostrada en el gráfico 1.1

	M	P	V		
D	0,8	13,5	0,27		
L	0,4	3,10	0,14		
S	27,8	0,4	12,45		
				σ_{\max}	σ_{\min}
1	1,80	24,17	0,62	83,97	67,09
2	40,35	18,69	17,93	247,56	-130,75
3	-37,65	17,57	-17,01	231,40	-121,61
4	40,47	12,72	18,05	229,48	-149,97
5	-39,03	11,58	-17,56	219,15	-146,79

Las solicitaciones de cálculo para la pared E son:

Para σ_{\max} :

$$M_u = 40.35 \text{ T.m}$$

$$P_u = 18.69 \text{ T}$$

$$V_u = 17.93 \text{ T}$$

Para σ_{\min} :

$$M_u = 40.47 \text{ T.m}$$

$$P_u = 12.72 \text{ T}$$

$$V_u = 18.05 \text{ T}$$

³⁸ American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). U.S.A.

4.3.5. DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN

En el siguiente gráfico se muestra la curva P-M para la pared E.

GRAFICO 4.3

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA LA PARED DEL EJE E

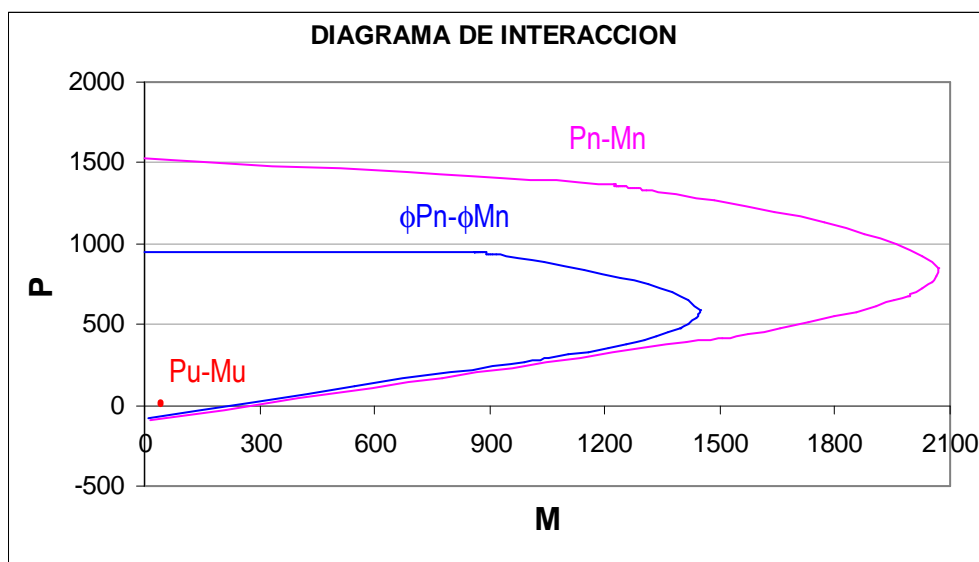


Diagrama de interacción para muros. Hormigón Armado III

Los valores P_u (18.69) – M_u (40.35) y P_u (12.72) – M_u (40.47) están ubicados dentro del gráfico $\phi P_n - \phi M_n$, el cual indica la capacidad de la pared, por lo que, la sección planteada es suficiente para las cargas solicitadas $P_u - M_u$.

4.3.6 DISEÑO POR CORTE

El corte último para la pared #2 es:

$$V_{u_{\text{diseño}}} = 18.05T$$

El cortante máximo admisible es:

$$V_{\text{max}} = 2.65\sqrt{f'_c} \times b \times 0.8 \times L$$

$$V_{\text{max}} = 136 T$$

La capacidad de corte del muro está dada por:

$$V_{\text{pared}} = 0.85 \times A_{\text{cv}} \times (0.53\sqrt{f'c} + \rho_s \times f_y)$$

$$\rho_s = \frac{A_v}{A_g} = \frac{0.24}{120} = 0.00198$$

$$V_{\text{pared}} = 0.85 \times 8 \times 600 \times (0.53\sqrt{180} + 0.00198 \times 5000) = 69 \text{ T}$$

La capacidad de corte del muro es mayor que el corte de diseño, por lo cual se mantiene este diseño

4.3.7 DISEÑO DE LOSA

La losa es maciza de 13 cm de altura y la carga muerta sobre la losa es 0.35 T/m², la carga viva 0.20 T/m² y la relación de aspecto es igual que la losa del ejemplo No.3, por cuanto, su diseño es el mismo.

4.4 CIMENTACIONES

Se presenta el diseño de las cimentaciones para el proyecto No.3 y No.4 para un suelo intermedio.

Esfuerzo del suelo: $\sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ T/m}^2$

Estas cimentaciones son superficiales y están conformadas por vigas de cimentación. Se toma en cuenta la interacción de la cimentación con el suelo mediante el empleo de resortes que modelen la rigidez del suelo de soporte.

Para la modelación de las cimentaciones se utiliza el programa computacional SAP2000.

Coeficiente de Balasto:

$$\beta = 100 \times \sigma_{\text{adm}}$$

$$\beta = 100 \times 15 \text{ T/m}^2$$

$$\beta = 1500 \text{ T/m}^3$$

4.4.1 CIMENTACIÓN PROYECTO No.3

Para el presente ejemplo se ha considerado varias geometrías, resultando satisfactoria vigas de cimentación bajo las paredes de 0.70 m de ancho por 0.60 m de altura, como se indica a continuación.

Se ha tomado la viga de cimentación con los mayores momentos para su diseño, como lo es la del eje C.

	M(T.m)
D	0,49
L	0,24
S	14,9

El mayor momento con las combinaciones de carga es: 21,75 T.m, y su refuerzo longitudinal requerido es: $A_s^- = 8.90 \text{ cm}^2$ y $A_s^+ = 11.86 \text{ cm}^2$.

Para la viga bajo la pared del eje E, se requiere: $A_s^- = 3.56 \text{ cm}^2$ y $A_s^+ = 4.74 \text{ cm}^2$.

Se colocan estribos $\phi 10$ en 4 ramas, el espaciamiento de estribos está dado por la distribución de paredes, ya que existe mayor momento en donde la pared es discontinua, los estribos se colocan cada 15 y 25 cm, según corresponda.

4.4.1 CIMENTACIÓN PROYECTO No.4

Para el presente ejemplo se ha considerado varias geometrías, resultando satisfactoria vigas de cimentación bajo las paredes de 0.50 m de ancho por 0.40 m de altura, como se indica a continuación.

Se ha tomado la viga de cimentación con los mayores momentos para su diseño, como lo es la del eje C.

	M(T.m)
D	0,20
L	0,10
S	6,00

El mayor momento con las combinaciones de carga es: 8,75 T.m, y su refuerzo longitudinal requerido es: $A_s^- = 5.63 \text{ cm}^2$ y $A_s^+ = 7.50 \text{ cm}^2$.

Se colocan estribos $\phi 10$ en 2 ramas, el espaciamiento de estribos está dado por la distribución de paredes, ya que existe mayor momento en donde la pared es discontinua, los estribos se colocan cada 15 y 25 cm, según corresponda.

Para suelos donde su esfuerzo admisible sea muy inferior, se debe considerar para la cimentación, la opción de losa de cimentación; ya que con vigas de cimentación, éstas serían de dimensiones considerables y su costo sería alto.

CAPITULO 5

SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

Se entiende por sistema constructivo, un procedimiento secuencial empleado para ejecutar una obra, con el objeto de lograr su realización en menor tiempo y a menor costo.

La resistencia necesaria que deben adquirir los elementos de hormigón para que puedan recibir cargas es alrededor de 28 días, bajo buenas condiciones de humedad; con la utilización de productos químicos como son los acelerantes, ese tiempo se puede reducir considerablemente, esto incurriría en el costo del hormigón pero se reduce notablemente el tiempo de ejecución de las obras y con esto el costo del proyecto.

Para el sistema aporricado y para el sistema de paredes portantes de hormigón, sus procesos constructivos son muy diferentes, y esto es reflejado en sus rubros, materiales y equipos, en la mano de obra requerida y en el tiempo de ejecución de la obra.

Los ejemplos que se presentan en el presente trabajo están destinados para ser construcciones masivas, por lo que se contempla el uso de un encofrado de alta durabilidad, al que se pueda dar un gran número de usos antes de ser reparado o reemplazado, como se indica en el anexo 5.

En el capítulo siguiente se presentan los rubros necesarios para la ejecución de los cuatro ejemplos presentados en este trabajo.

5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL SISTEMA APORTICADO

Este sistema constructivo en nuestro medio es el más utilizado, hace varias décadas y en la actualidad; se basa en la construcción de los elementos verticales (columnas) y los elementos horizontales (vigas y losas) necesarios para llegar al número de pisos requeridos. Una vez conformados los pórticos se levantan las mamposterías que son un relleno arquitectónico, pero que su distribución debe ser tomada en cuenta para el diseño estructural; a estas mamposterías es necesario enlucirlas y dar los acabados que requieren cada uno de los elementos de la construcción.

Este proceso constructivo comienza en la cimentación, sea ésta de plintos aislados o corridos, vigas de cimentación, o de ser el caso, de losa de cimentación, según la calidad del suelo. Las columnas, vigas y losas están constituidas por: hormigón y refuerzo en forma de varillas corrugadas de acero.

En el hormigón se puede adicionar aditivos acelerantes para alcanzar su resistencia en menor tiempo.

Como ya se dijo, el proyecto es de construcción masiva, por lo que se utiliza un encofrado de metal-madera de alta durabilidad.

El área de cada planta tipo es de 144 m², por lo que, se ha previsto la fundición de cada losa en 2 partes para reutilizar el encofrado.

5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL SISTEMA DE PAREDES PORTANTES DE HORMIGÓN

Este proceso constructivo comienza en la cimentación, sea ésta de vigas o losa, en la cual, se colocan chicotes como anclaje para las paredes del primer piso. Se arman las paredes, se encofran las paredes y losa, se arma la losa y se funde de manera monolítica las paredes con la losa.

Las paredes están constituidas por: hormigón, mallas electrosoldadas y refuerzos adicionales en sitios donde se generan concentraciones de esfuerzos, por ejemplo en el contorno de las aberturas de puertas y ventanas; se colocan separadores de hormigón entre las mallas y el encofrado para asegurar el recubrimiento necesario y también pequeños chicotes en el piso para evitar que el encofrado se deslice en su base, se encofran las paredes y la losa; la losa esta constituida por: hormigón, mallas electrosoldadas como refuerzo inferior y refuerzo superior de varillas corrugadas, en cada losa se colocan sus respectivos chicotes como anclaje para las paredes superiores.

El hormigón está conformado por grava triturada (chispa) con una granulometría no mayor de 3/8"; se debe adicionar en el concreto aditivos plastificantes y acelerantes, que permitan la trabajabilidad del concreto durante su colocación y que faciliten el retiro posterior del encofrado sin causar daños; se recomienda que el hormigón llegue a la obra con un asentamiento de 13 cm (sin aditivo), no se debe incorporar agua al hormigón ya que se le altera la dosificación y se baja la resistencia; se proporciona a la fundición la humedad necesaria y al siguiente día se puede desencofrar, dejando apuntalada la losa para evitar deflexiones y no se debe cargar la losa con encofrados, el encofrado se limpia y traslada para la siguiente unidad de vivienda, este proceso se repite hasta llegar al número de pisos requerido.

Este tipo de viviendas no se enlucen ya que su terminado es suficiente para proceder a pintar, tan solo se procede a rellenar los canales que dejan las corbatas de pared y retirar el exceso de hormigón que se acumula en la unión de los tableros, tanto de pared como de losa.

Una inversión importante está en el encofrado de las paredes portantes de hormigón conocidas como formaletas, dicha inversión es alta y se la tiene que pagar con el número de veces que se las utilice. Estas formaletas pueden ser de diversos tipos de material, tales como: metal-madera, aluminio, plástico; su diferencia radica en el peso del encofrado pero su principio de uso es el mismo, de ser piezas individuales y transportables que se ensamblan con la ayuda de accesorios que conforma un solo encofrado para las paredes y losa.

Dependiendo de la empresa fabricantes, los elementos del encofrado reciben su nombre, tales como: tableros de pared, esquineros, orilleros, tableros de losa, tapas, corbatas y seguros; para el presente trabajo se ha cotizado con la empresa Presur, la cual ofrece un encofrado de metal-madera como se detalla a continuación:

- Tableros de pared y esquineros.- como su nombre lo indica son los tableros que conforman las paredes y sus dimensiones varían de 8 a 60cm x 210cm de altura a excepción de los tableros que se emplean en los antepechos que son de alturas menores.
- Orilleros.- son elementos en forma de L invertida, que conectan los tableros de pared y esquineros con los tableros de losa, su altura es de 20 cm y su ancho de 10 cm.
- Tableros de losa.- se conectan con los orilleros y conforman la losa.
- Tapas.- son elementos que se colocan en el contorno interior de puertas y ventanas.
- Corbatas.- son platinas que atraviesan la pared, para evitar que el encofrado se abra; al desencofrar estos elementos son retirados para su reutilización.
- Seguros.- son accesorios que permiten la unión de cada tablero con otro en forma vertical y horizontal.

Para el fácil desmolde y preservar al encofrado, éste es pintado con una mezcla de diesel con parafina antes de utilizarlo.

Este sistema constructivo reduce el tiempo de ejecución de la obra, puesto que, es posible encofrar, colocar el acero y fundir el mismo día, dependiendo de su área, para el siguiente día desencofrar y seguir con otra unidad de vivienda.

En el presente trabajo cada planta tipo consta de dos departamentos de 72 m² cada uno; el proceso constructivo se lo hará con la fundición de cada departamento en dos partes, con el objetivo de que las formaletas tengan el mayor número de usos y de que por el volumen de trabajo adecuado se pueda tener fundiciones seguidas.

A continuación se presenta un esquema comparativo de las fases de construcción de los dos procesos constructivos:

	<u>Proyecto No. 1</u>	<u>Proyecto No. 3</u>
Cimentación	Replanteo Excavación Replanteo Armadura de cimentación Hormigón en plintos Armadura de columnas Encofrado de columnas Hormigón en columnas Desencofrado de columnas Relleno y compactación de suelo Armadura de cadenas Encofrado de cadenas Hormigón en cadenas Desencofrado de cadenas	Replanteo Excavación Replanteo Armadura de cimentación Hormigón en cimentación
Estructura	Armadura de columnas Encofrado de columnas Hormigón en columnas Desencofrado de columnas Encofrado de vigas Encofrado de losa Timbrado de losa alivianada Bloques de alivianamiento Armadura de vigas Armadura de losa Hormigón en losa y vigas Desencofrado de losa y vigas	Timbrado de paredes portantes Armadura de paredes Encofrado de paredes y losa Armadura de losa Hormigón en paredes y losa Desencofrado de paredes y losa
Albañilería	Resanado de columnas Resanado de losa y vigas Timbrado mampostería de bloque Mampostería de bloque Picado para instalaciones Enlucido vertical Enlucido horizontal	Resanado de paredes Resanado de losa

CAPITULO 6

COSTOS

6.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos del presente trabajo es obtener costos de los materiales y de mano de obra para la ejecución de los cuatro proyectos propuestos, para hacer un análisis comparativo de costos entre el sistema aporcado y el sistema de paredes portantes de hormigón.

Los precios de materiales han sido obtenidos de valores reales en el mercado en el mes de agosto/08 y para establecer los costos de mano de obra se ha utilizado los precios unitarios de una empresa constructora. Adicionalmente se ha cotizado a la empresa Presur, el costo del equipo de encofrado que se requiere para cada uno de los proyectos.

Se han establecido los rubros que comprenden la ejecución de la obra en la parte estructural y de albañilería, sin considerar las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas ni sus acabados.

6.2 COSTO DE MATERIALES Y ENCOFRADOS

El precio de cada uno de los materiales incluye el 12% del IVA, en el siguiente cuadro se muestran los costos de los materiales que se requieren para los cuatro proyectos:

CUADRO 6.1
COSTO DE MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO
Hormigón premezclado simple		
f'c= 140 Kg./cm ²	m ³	37,34
Hormigón premezclado con aditivo, bomba y transporte		
f'c= 210 Kg./cm ²	m ³	73,93
f'c= 180 Kg./cm ² chispa	m ³	72,75
Acero de refuerzo		
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	qq	75,13
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	qq	72,90
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	qq	72,90
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	qq	72,90
Varilla corrugada $\phi=16\text{mm}$	qq	72,90
Malla electrosoldada 4,5/15 , área=15,00m ²	u	48,75
Malla electrosoldada 5,5/15 , área=15,00m ²	u	71,14
Albañilería		
Bloque para alivianamiento 10x20x40	u	0,27
Bloque para alivianamiento 15x20x40	u	0,32
Mampostería bloque 10x20x40, mortero 1:6, e=2cm	m ²	4,85
Mampostería bloque 15x20x40, mortero 1:6, e=2cm	m ²	5,63
Enlucido con mortero 1:6, e=1,5cm	m ²	1,20
Resanados	m ²	0,20

Precios vigentes en el mercado

El costo de los encofrados se muestra en el anexo 5, en el cual se adjunta las cotizaciones para encofrados de metal-madera.

Por tratarse de una construcción masiva, el número de usos que se den a los encofrados debe ser el máximo posible, dicho número de usos está proporcionado por la empresa cotizada.

Para los ejemplos No.1 y No.2 el costo del encofrado es \$13.935,56 el cual corresponde al encofrado de columnas, vigas y losa de medio piso, el número de usos es de 100; el costo del encofrado es de \$1.393,56 para la edificación de 5 pisos y de \$557,42 para la edificación de 2 pisos.

Para los ejemplos No.3 y No.4 el costo del encofrado es \$33.641,48 el cual corresponde al encofrado de paredes y losa de medio departamento, el número de usos varía según el elemento de encofrado, según se indica en el anexo 5; el costo del encofrado es de \$5.842,60 para la edificación de 5 pisos y de \$2.337,04 para la edificación de 2 pisos.

La inversión de este encofrado se recupera con la construcción de 58 unidades de vivienda y el tiempo de amortización es de 272 días.

6.3 PRECIOS UNITARIOS DE MANO DE OBRA

En el siguiente cuadro se muestran los precios unitarios de la mano de obra que se utilizan para los 4 proyectos:

CUADRO 6.2
PRECIOS UNITARIOS DE MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO/U
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	5,30
Replanteo de hormigón simple	m ³	9,95
Relleno y compactación de suelo natural	m ³	2,26
Replanteo de estructuras	m ²	1,20
Encofrado y desencofrado de cadenas	m ²	1,10
Encofrado y desencofrado de columnas	m ²	2,20
Encofrado y desencofrado de vigas	m ²	2,20
Encofrado y desencofrado de losa	m ²	1,80
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m ²	1,58
Encofrado y desencofrado de losa portante	m ²	1,58
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	3,00
Hormigón simple en cadenas	m ³	9,95
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m ³	3,00
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	3,60
Hormigón premezclado en losa con bomba	m ³	3,35
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	4,03
Sujetadores para tableros de pared portante	u	0,01
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	0,05
Bloques de aliviamiento	u	0,20

Precios unitarios de una empresa constructora

CONTINUACIÓN CUADRO 6.2

PRECIOS UNITARIOS DE MANO DE OBRA

Corte, figur. y colocación de varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	0,16
Corte, figur. y colocación de varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	0,16
Corte, figur. y colocación de varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	0,16
Corte, figur. y colocación de varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	0,16
Corte, figur. y colocación de varilla corrugada $\phi=16\text{mm}$	Kg	0,16
Corte, figur. y colocación de malla electros. 4,5/15	m ²	0,23
Corte, figur. y colocación de malla electros. 5,5/15	m ²	0,23
Timbrado de losa alivianada	m ²	0,70
Timbrado de mampostería de bloque	ml	0,39
Timbrado de paredes portantes	ml	0,39
Mampostería bloque de 10cm	m ²	3,67
Mampostería bloque de 15cm	m ²	3,77
Picado mampostería para inst. eléctricas y sanitarias	ml	0,37
Enlucido vertical	m ²	3,20
Enlucido horizontal	m ²	4,10
Resanado de columnas	m ²	0,70
Resanado de vigas	m ²	0,70
Resanado de paredes portantes	m ²	0,48
Resanado de losa portante	m ²	0,68

Precios unitarios de una empresa constructora

6.4 RUBROS DEL PROYECTO No.1

A continuación se presentan los volúmenes de obra, costo de materiales y costo de mano de obra para el proyecto No.1

6.4.1 VOLUMEN DE OBRA

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, los cuales se presentan en el anexo 1; ⁽³⁹⁾ con éstos se han obtenido los volúmenes de obra, los cuales se presentan en el siguiente cuadro.

³⁹ Ver anexo 1

CUADRO 6.3**VOLUMENES DE OBRA**

DESCRIPCIÓN	U	CANT.	VOLU MEN	VOL TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	1	108,96	108,96
Replanteo de hormigón simple	m ³	1	1,45	1,45
Relleno y compactación de suelo natural	m ³	1	81,99	81,99
Replanteo de estructuras	m ²	1	144,00	144,00
Encofrado y desencofrado de cadenas	m ²	1	69,00	69,00
Encofrado y desencofrado de columnas	m ²	5	99,36	496,80
Encofrado y desencofrado de vigas	m ²	5	105,44	527,20
Encofrado y desencofrado de losa	m ²	5	112,32	561,60
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	1	26,97	26,97
Hormigón simple en cadenas	m ³	1	10,10	10,10
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	5	9,94	49,70
Hormigón premezclado en losa y vigas con bomba	m ³	5	22,90	114,50
Bloques de aliviamiento	u	5	800,00	4000,00
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1	1045,96	1045,96
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	1	9258,27	9258,27
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	1	511,49	511,49
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	1	2228,28	2228,28
Varilla corrugada $\phi=16\text{mm}$	Kg	1	9197,22	9197,22
Malla electrosoldada 4,5/15	m ²	1	41,00	41,00
Timbrado de losa alivianada	m ²	5	144,00	720,00
Timbrado de mampostería de bloque	ml	5	111,00	555,00
Mampostería bloque de 10cm	m ²	5	110,47	552,35
Mampostería bloque de 15cm	m ²	5	105,74	528,70
Picado mamp. para inst. eléctricas y sanitarias	ml	5	19,00	95,00
Enlucido vertical	m ²	5	432,42	2162,10
Enlucido horizontal	m ²	5	112,32	561,60
Resanado de columnas	m ²	5	99,36	496,80
Resanado de vigas	m ²	5	105,44	527,20

6.4.2 COSTO DE MATERIALES

El costo de los materiales para su correspondiente volumen total se indica en el siguiente cuadro:

CUADRO 6.4
COSTO DE MATERIALES

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	COSTO /U	COSTO TOTAL
Replanteo de hormigón simple	m ³	1,45	37,34	54,14
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	26,97	73,93	1993,89
Hormigón simple en cadenas	m ³	10,10	37,34	377,13
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	49,70	73,93	3674,32
Hormigón premezclado en losa y vigas con bomba	m ³	114,50	73,93	8464,99
Bloques de aliviamiento 10x20x40	u	4000,00	0,27	1080,00
Varilla corrugada $\phi=8$ mm	Kg	1045,96	1,65	1725,83
Varilla corrugada $\phi=10$ mm	Kg	9258,27	1,60	14813,23
Varilla corrugada $\phi=12$ mm	Kg	511,49	1,60	818,38
Varilla corrugada $\phi=14$ mm	Kg	2228,28	1,60	3565,25
Varilla corrugada $\phi=16$ mm	Kg	9197,22	1,60	14715,55
Malla electrosoldada 4,5/15	u	2,73	48,75	133,25
Mampostería bloque de 10cm	m ²	552,35	4,85	2678,90
Mampostería bloque de 15cm	m ²	528,70	5,63	2976,58
Enlucido vertical	m ²	2162,10	1,20	2594,52
Enlucido horizontal	m ²	561,60	1,20	673,92
Resanado de columnas	m ²	496,80	0,20	99,36
Resanado de vigas	m ²	527,20	0,20	105,44
TOTAL :				60544,69

6.4.3 COSTO DE MANO DE OBRA

El costo de la mano de obra requerida para el volumen total de cada rubro es el siguiente:

CUADRO 6.5**COSTO DE MANO DE OBRA**

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	PRECIO /U	COSTO TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	108,96	5,30	577,49
Replanteo de hormigón simple	m ³	1,45	9,95	14,43
Relleno y compactación de suelo natural	m ³	81,99	2,26	185,30
Replanteo de estructuras	m ²	144,00	1,20	172,80
Encofrado y desencofrado de cadenas	m ²	69,00	1,10	75,90
Encofrado y desencofrado de columnas	m ²	496,80	2,20	1092,96
Encofrado y desencofrado de vigas	m ²	527,20	2,20	1159,84
Encofrado y desencofrado de losa	m ²	561,60	1,80	1010,88
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	26,97	3,00	80,91
Hormigón simple en cadenas	m ³	10,10	9,95	100,50
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	49,70	3,60	178,92
Hormigón premezclado en losa y vigas con bomba	m ³	114,50	3,35	383,58
Bloques de aliviamiento	u	4000,00	0,20	800,00
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1045,96	0,16	167,35
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	9258,27	0,16	1481,32
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	511,49	0,16	81,84
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	2228,28	0,16	356,52
Varilla corrugada $\phi=16\text{mm}$	Kg	9197,22	0,16	1471,56
Malla electrosoldada 4,5/15	m ²	41,00	0,23	9,43
Timbrado de losa alivianada	m ²	720,00	0,70	504,00
Timbrado de mampostería de bloque	ml	555,00	0,39	216,45
Mampostería bloque de 10cm	m ²	552,35	3,67	2027,12
Mampostería bloque de 15cm	m ²	528,70	3,77	1993,20
Picado mamp. para inst. eléctricas y sanitarias	ml	95,00	0,37	35,15
Enlucido vertical	m ²	2162,10	3,20	6918,72
Enlucido horizontal	m ²	561,60	4,10	2302,56
Resanado de columnas	m ²	496,80	0,70	347,76
Resanado de vigas	m ²	527,20	0,70	369,04
TOTAL :				24115,52

6.5 RUBROS DEL PROYECTO No.2

A continuación se presentan los volúmenes de obra, costo de materiales y costo de mano de obra para el proyecto No.2

6.5.1 VOLUMEN DE OBRA

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, los cuales se presentan en el anexo 2;⁽⁴⁰⁾ con éstos se han obtenido los volúmenes de obra, los cuales se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO 6.6

VOLUMENES DE OBRA

DESCRIPCIÓN	U	CANT.	VOLU MEN	VOL TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	1	45,75	45,75
Replanteo de hormigón simple	m ³	1	0,61	0,61
Relleno y compactación de suelo natural	m ³	1	81,99	81,99
Replanteo de estructuras	m ²	1	144,00	144,00
Encofrado y desencofrado de cadenas	m ²	1	48,00	48,00
Encofrado y desencofrado de columnas	m ²	2	62,10	124,20
Encofrado y desencofrado de losa	m ²	2	145,99	291,98
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	1	11,09	11,09
Hormigón simple en cadenas	m ³	1	7,50	7,50
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	2	3,73	7,46
Hormigón premezclado en losa con bomba	m ³	2	20,69	41,38
Bloques de alivianamiento	u	2	736,00	1472,00
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1	2262,12	2262,12
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	1	3482,10	3482,10
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	1	2128,63	2128,63
Varilla corrugada $\phi=16\text{mm}$	Kg	1	1175,93	1175,93
Malla electrosoldada 4,5/15	m ²	1	41,00	41,00
Timbrado de losa alivianada	m ²	1	144,00	144,00
Timbrado de mampostería de bloque	ml	2	111,00	222,00
Mampostería bloque de 10cm	m ²	2	110,47	220,94
Mampostería bloque de 15cm	m ²	2	105,74	211,48
Picado mamp. para inst. eléctricas y sanitarias	ml	2	19,00	38,00

⁴⁰ Ver anexo 2

CONTINUACIÓN CUADRO 6.6**VOLUMENES DE OBRA**

Enlucido vertical	m ²	2	432,42	864,84
Enlucido horizontal	m ²	2	145,99	291,98
Resanado de columnas	m ²	2	62,10	124,20

6.5.2 COSTO DE MATERIALES

El costo de los materiales para su correspondiente volumen total, se indica en el siguiente cuadro:

CUADRO 6.7**COSTO DE MATERIALES**

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	COSTO /U	COSTO TOTAL
Replanteo de hormigón simple	m ³	0,61	37,34	22,78
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	11,09	73,93	819,88
Hormigón simple en cadenas	m ³	7,50	37,34	280,05
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	7,46	73,93	551,52
Hormigón premezclado en losa con bomba	m ³	41,38	73,93	3059,22
Bloques de alivianamiento 15x20x40	u	1472,00	0,32	471,04
Varilla corrugada $\phi=8$ mm	Kg	2262,12	1,65	3732,50
Varilla corrugada $\phi=10$ mm	Kg	3482,10	1,60	5571,36
Varilla corrugada $\phi=12$ mm	Kg	2128,63	1,60	3405,81
Varilla corrugada $\phi=16$ mm	Kg	1175,93	1,60	1881,49
Malla electrosoldada 4,5/15	u	2,73	48,75	133,25
Mampostería bloque de 10cm	m ²	220,94	4,85	1071,56
Mampostería bloque de 15cm	m ²	211,48	5,63	1190,63
Enlucido vertical	m ²	864,84	1,20	1037,81
Enlucido horizontal	m ²	291,98	1,20	350,38
Resanado de columnas	m ²	124,20	0,20	24,84
TOTAL :				23604,11

6.5.3 COSTO DE MANO DE OBRA

El costo de la mano de obra requerida para el volumen total de cada rubro es el siguiente:

CUADRO 6.8
COSTO DE MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	PRECIO /U	COSTO TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	45,75	5,30	242,48
Replanteo de hormigón simple	m ³	0,61	9,95	6,07
Relleno y compactación de suelo natural	m ³	81,99	2,26	185,30
Replanteo de estructuras	m ²	144,00	1,20	172,80
Encofrado y desencofrado de cadenas	m ²	48,00	1,10	52,80
Encofrado y desencofrado de columnas	m ²	124,20	2,20	273,24
Encofrado y desencofrado de losa	m ²	291,98	1,80	525,56
Hormigón premezclado en plintos con bomba	m ³	11,09	3,00	33,27
Hormigón simple en cadenas	m ³	7,50	9,95	74,63
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m ³	7,46	3,60	26,86
Hormigón premezclado en losa con bomba	m ³	41,38	3,35	138,62
Bloques de alivianamiento	u	1472,00	0,20	294,40
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	2262,12	0,16	361,94
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	3482,10	0,16	557,14
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	2128,63	0,16	340,58
Varilla corrugada $\phi=16\text{mm}$	Kg	1175,93	0,16	188,15
Malla electrosoldada 4,5/15	m ²	41,00	0,23	9,43
Timbrado de losa alivianada	m ²	144,00	0,70	100,80
Timbrado de mampostería de bloque	ml	222,00	0,39	86,58
Mampostería bloque de 10cm	m ²	220,94	3,67	810,85
Mampostería bloque de 15cm	m ²	211,48	3,77	797,28
Picado mamp. para inst. eléctricas y sanitarias	ml	38,00	0,37	14,06
Enlucido vertical	m ²	864,84	3,20	2767,49
Enlucido horizontal	m ²	291,98	4,10	1197,12
Resanado de columnas	m ²	124,20	0,70	86,94
TOTAL :				9344,37

6.6 RUBROS DEL PROYECTO No.3

A continuación se presentan los volúmenes de obra, costo de materiales y costo de mano de obra para el proyecto No.3

6.6.1 VOLUMEN DE OBRA

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, los cuales se presentan en el anexo 3; ⁽⁴¹⁾ con éstos se han obtenido el volumen de materiales, los cuales se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO 6.9

VOLUMENES DE OBRA

DESCRIPCIÓN	U	CANT	VOLU MEN	VOL TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	1	48,51	48,51
Replanteo de hormigón simple	m ³	1	1,62	1,62
Replanteo de estructuras	m ²	1	144,00	144,00
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m ²	5	432,43	2162,15
Encofrado y desencofrado de losa portante	m ²	5	147,61	738,05
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m ³	1	48,51	48,51
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	5	40,81	204,05
Sujetadores para tableros de pared portante	u	5	498,00	2490,00
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	5	865,00	4325,00
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1	1882,73	1882,73
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	1	1623,94	1623,94
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	1	1184,95	1184,95
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	1	165,25	165,25
Malla electrosoldada $\phi 4,5/15$	u	5	31,00	155,00
Malla electrosoldada $\phi 5,5/15$	u	5	11,00	55,00
Timbrado de paredes portantes	ml	5	111,00	555,00
Resanado de paredes portantes	m ²	5	432,43	2162,15
Resanado de losa portante	m ²	5	147,61	738,05

⁴¹ Ver anexo 3

6.6.2 COSTO DE MATERIALES

El costo de los materiales para su correspondiente volumen total se indica en el siguiente cuadro:

CUADRO 6.10

COSTO DE MATERIALES

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	COSTO /U	COSTO TOTAL
Replanteo de hormigón simple	m ³	1,62	37,34	60,49
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m ³	48,51	73,93	3586,34
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	204,05	72,75	14844,6
Sujetadores para tableros de pared portante	u	2490,00	0,01	24,90
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	4325,00	0,02	86,50
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1882,73	1,65	3106,50
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	1623,94	1,60	2598,30
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	1184,95	1,60	1895,92
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	165,25	1,60	264,40
Malla electrosoldada $\phi 4,5/15$	u	155,00	48,75	7556,25
Malla electrosoldada $\phi 5,5/15$	u	55,00	71,14	3912,70
Resanado de paredes portantes	m ²	2162,15	0,20	432,43
Resanado de losa portante	m ²	738,05	0,20	147,61
TOTAL :				38517

6.6.3 COSTO DE MANO DE OBRA

El costo de la mano de obra requerida para el volumen total de cada rubro es el siguiente:

CUADRO 6.11
COSTO DE MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	PRECIO /U	COSTO TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	48,51	5,30	257,10
Replanteo de hormigón simple	m ³	1,62	9,95	16,12
Replanteo de estructuras	m ²	144,00	1,20	172,80
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m ²	2162,15	1,58	3416,20
Encofrado y desencofrado de losa portante	m ²	738,05	1,58	1166,12
Hormigón premezclado cimentación con bomba	m ³	48,51	3,00	145,53
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	204,05	4,03	822,32
Sujetadores para tableros de pared portante	u	2490,00	0,01	24,90
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	4325,00	0,05	216,25
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1882,73	0,16	301,24
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	1623,94	0,16	259,83
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	1184,95	0,16	189,59
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	165,25	0,16	26,44
Malla electrosoldada $\phi 4,5/15$	m ²	2325,00	0,23	534,75
Malla electrosoldada $\phi 5,5/15$	m ²	825,00	0,23	189,75
Timbrado de paredes portantes	ml	555,00	0,39	216,45
Resanado de paredes portantes	m ²	2162,15	0,48	1037,83
Resanado de losa portante	m ²	738,05	0,68	501,87
TOTAL :				9495,09

6.7 RUBROS DEL PROYECTO No.4

A continuación se presentan los volúmenes de obra, costo de materiales y costo de mano de obra para el proyecto No.4

6.7.1 VOLUMENES DE MATERIALES

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, los cuales se presentan en el anexo 4; ⁽⁴²⁾ con éstos se han obtenido el volumen de materiales, los cuales se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO 6.12
VOLUMENES DE OBRA

DESCRIPCIÓN	U	CANT	VOLU MEN	VOL TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	1	23,70	23,70
Replanteo de hormigón simple	m ³	1	1,19	1,19
Replanteo de estructuras	m ²	1	144,00	144,00
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m ²	2	432,43	864,86
Encofrado y desencofrado de losa portante	m ²	2	147,61	295,22
Hormigón premezclado cimentación con bomba	m ³	1	23,70	23,70
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	2	40,81	81,62
Sujetadores para tableros de pared portante	u	2	498,00	996,00
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	2	865,00	1730,00
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	1	803,36	803,36
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	1	649,58	649,58
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	1	858,34	858,34
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	1	115,24	115,24
Malla electrosoldada $\phi 4,5/15$	u	1	2,70	2,70
Malla electrosoldada $\phi 5,5/15$	u	2	26,50	53,00
Timbrado de paredes portantes	ml	2	111,00	222,00
Resanado de paredes portantes	m ²	2	432,43	864,86
Resanado de losa portante	m ²	2	147,61	295,22

⁴² Ver anexo 4

6.7.2 COSTO DE MATERIALES

El costo de los materiales para su correspondiente volumen total se indica en el siguiente cuadro:

CUADRO 6.13
COSTO DE MATERIALES

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	COSTO /U	COSTO TOTAL
Replanteo de hormigón simple	m ³	1,19	37,34	44,43
Hormigón premezclado cimentación con bomba	m ³	23,70	73,93	1752,14
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	81,62	72,75	5937,9
Sujetadores para tableros de pared portante	u	996,00	0,01	9,96
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	1730,00	0,02	34,60
Varilla corrugada $\phi=8\text{mm}$	Kg	803,36	1,65	1325,54
Varilla corrugada $\phi=10\text{mm}$	Kg	649,58	1,60	1039,33
Varilla corrugada $\phi=12\text{mm}$	Kg	858,34	1,60	1373,34
Varilla corrugada $\phi=14\text{mm}$	Kg	115,24	1,60	184,38
Malla electrosoldada $\phi 4,5/15$	u	2,70	48,75	131,63
Malla electrosoldada $\phi 5,5/15$	u	53,00	71,14	3770,42
Resanado de paredes portantes	m ²	864,86	0,20	172,97
Resanado de losa portante	m ²	295,22	0,20	59,04
TOTAL :				15836

6.7.3 COSTO DE MANO DE OBRA

El costo de la mano de obra requerida para el volumen total de cada rubro es el siguiente:

CUADRO 6.14**COSTO DE MANO DE OBRA**

DESCRIPCIÓN	U	VOL TOTAL	PRECIO /U	COSTO TOTAL
Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	23,70	5,30	125,61
Replanteo de hormigón simple	m ³	1,19	9,95	11,84
Replanteo de estructuras	m ²	144,00	1,20	172,80
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m ²	864,86	1,58	1366,48
Encofrado y desencofrado de losa portante	m ²	295,22	1,58	466,45
Hormigón premezclado cimentación con bomba	m ³	23,70	3,00	71,10
Hormigón premezclado chispa con bomba	m ³	81,62	4,03	328,93
Sujetadores para tableros de pared portante	u	996,00	0,01	9,96
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	1730,00	0,05	86,50
Varilla corrugada $\phi=8$ mm	Kg	803,36	0,16	128,54
Varilla corrugada $\phi=10$ mm	Kg	649,58	0,16	103,93
Varilla corrugada $\phi=12$ mm	Kg	858,34	0,16	137,33
Varilla corrugada $\phi=14$ mm	Kg	115,24	0,16	18,44
Malla electrosoldada $\phi 4,5/15$	m ²	40,50	0,23	9,32
Malla electrosoldada $\phi 5,5/15$	m ²	795,00	0,23	182,85
Timbrado de paredes portantes	ml	222,00	0,39	86,58
Resanado de paredes portantes	m ²	864,86	0,48	415,13
Resanado de losa portante	m ²	295,22	0,68	200,75
TOTAL :				3922,54

6.8 RESUMEN DE COSTOS

El valor de los materiales, encofrados y mano de obra para cada proyecto son los que se presentan tabulados a continuación:

CUADRO 6.15**RESUMEN DE COSTOS**

COSTO	PROYECTO			
	No.1	No.2	No.3	No.4
MATERIALES	\$ 60.544,69	\$ 23.604,11	\$ 38.517,00	\$ 15.836,00
ENCOFRADOS	\$ 1.393,56	\$ 557,42	\$ 5.842,60	\$ 2.337,04
MANO DE OBRA	\$ 24.115,52	\$ 9.344,37	\$ 9.495,09	\$ 3.922,54
COSTO TOTAL	\$ 86.053,77	\$ 33.505,90	\$ 53.854,69	\$ 22.095,58

6.9 DIAGRAMA DE BARRAS

Se desarrollan los diagramas de barras para el Proyecto No.1 y No.3 por su mayor complejidad, en donde se visualizan de mejor manera los diferentes rubros constructivos de los proyectos, semejanzas y diferencias de los mismos, así como la concatenación de ellos en cada sistema.

Como se observa en el anexo 6 ⁽⁶⁾, para el proyecto de 5 pisos aparcado se tiene 194 rubros y una duración de tiempo de 124 días y para el proyecto de 5 pisos de paredes portantes de hormigón se tiene 166 rubros y una duración de tiempo de 47 días, haciéndose evidente la diferencia de duración de las obras dependiendo del proceso constructivo.

Los rubros que difieren entre los dos mencionados proyectos y sus duraciones de tiempo en toda la obra son:

Proyecto No. 1

RUBROS	DÍAS
Armadura de columnas	10,5
Armadura de cadenas	0,5
Armadura de vigas	10,0
Armadura de losa	10,0
Encofrado de columnas	10,0
Encofrado de cadenas	0,5
Encofrado de vigas	10,0
Encofrado de losa	10,0
Hormigón para columnas	5,5
Hormigón para cadenas	0,5
Hormigón para losa y vigas	5,0
Desencofrado de columnas	5,5
Desencofrado de cadenas	0,5
Desencofrado de losa y vigas	20,0
Timbrado de losa alivianada	5,0
Bloques de alivianamiento	5,0
Mampostería bloque de 15cm	27,0
Mampostería bloque de 10cm	27,0
Picado mamp. inst. eléct. y sanit.	4,5
Enlucido vertical	43,5
Enlucido horizontal	18,0

Proyecto No. 3

RUBROS	DÍAS
Armadura de paredes	10,0
Armadura de losa	10,0
Encofrado de paredes y losa	10,0
Hormigón para paredes y losa	10,0
Desencofrado paredes y losa	10,0

⁴³ Ver anexo 6

6.9.1 HISTOGRAMA DE MANO DE OBRA

Se ha realizado los histogramas con la finalidad de observar la cantidad de mano de obra que se requiere para el proyecto de 5 pisos apoticado y el de paredes portantes de hormigón, los cuales se muestran en el gráfico 6.1 y 6.2 respectivamente.

En los histogramas se observa que según avanza la obra se necesita diferente número de personal, comparando entre la máxima y mínima cantidad de personal que se requiere se tiene:

Proyecto No. 1

No. máximo de personal	26
No. mínimo de personal	11

Proyecto No. 3

No. máximo de personal	15
No. mínimo de personal	9

6.9.2 CURVA VALORADA

En los diagramas de barras (anexo 6), se presenta la curva valorada, donde se puede apreciar el flujo de caja que se requiere a lo largo del proyecto, en la parte inferior de cada una de las gráficas se muestra los costos parciales por semana y los costos acumulados.

GRÁFICO 6.1

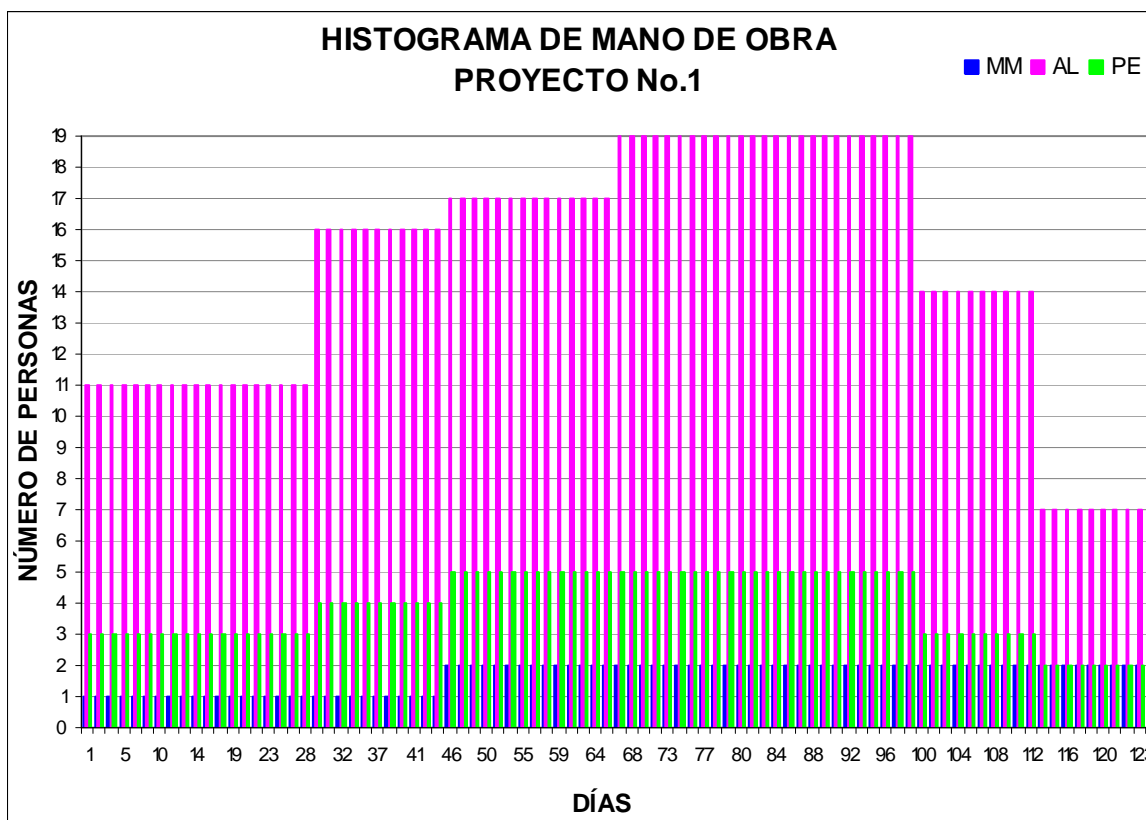
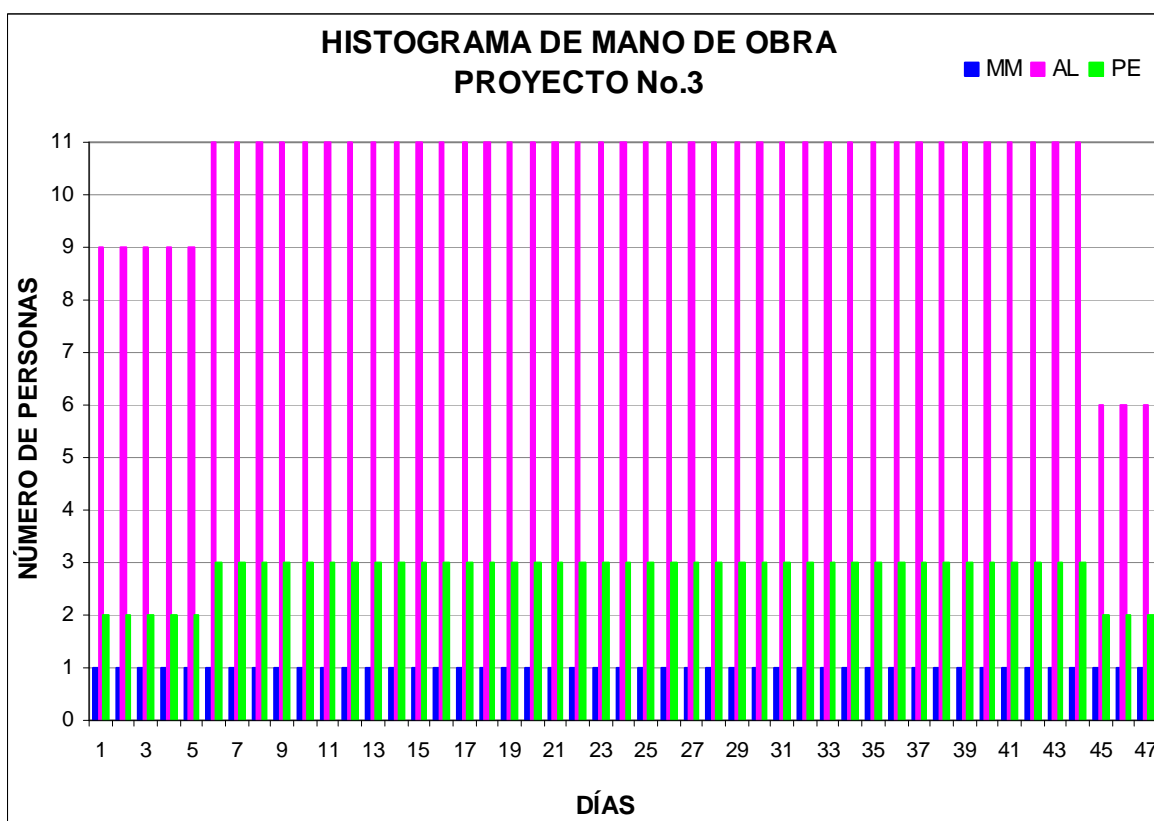


GRÁFICO 6.2



CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Las conclusiones basadas en la realización del presente trabajo son las siguientes:

- ↳ El sistema estructural de pórticos se calcula con las fuerzas del Código Ecuatoriano de la Construcción, las cuales son solo una fracción de las del sismo de diseño. Por esta razón la estructura debe ser dúctil y disipar energía en el rango inelástico a través de que fluyan sus elementos a flexión y garanticen la seguridad de la estructura sin un colapso repentino ante cargas laterales altas.
- ↳ El sistema estructural de paredes portantes de hormigón se calcula con fuerzas muy superiores a las establecidas por el Código Ecuatoriano de la Construcción, por su relación de aspectos y porque además se diseña con malla electrosoldada la cual no es suficientemente dúctil.
- ↳ El corte basal para estructuras aporticadas es alrededor del 12%, mientras que para estructuras de paredes portantes de hormigón es alrededor del 35%.
- ↳ Tanto el sistema aporticado como el sistema de paredes portantes de hormigón son igualmente confiables y buenos ante la acción de cargas verticales.
- ↳ El sistema aporticado es adecuado para resistir las cargas laterales recomendadas por el Código Ecuatoriano de la Construcción representativas de un sismo, pero el sistema de paredes portantes de hormigón, estructuralmente hablando, es superior, ya que tiene alrededor

de tres veces más resistencia que el aporticado, y mayor rigidez, por lo cual protege más a los elementos no estructurales de la edificación.

- ↪ El sistema aporticado se diseña para que sus elementos se agoten en caso de sismo fuerte, mientras que el sistema de paredes portantes de hormigón, se diseña para que resista en el rango elástico un sismo más fuerte.
- ↪ Al obtener el volumen total de materiales de la edificación aporticada de 5 pisos y de la edificación de paredes portantes de hormigón de 5 pisos, se observa que para ésta última el costo de materiales es menor en un 36,38%
- ↪ Con respecto a la mano de obra necesaria para la edificación aporticada de 5 pisos y para la edificación de paredes portantes de hormigón de 5 pisos, se puede observar que de igual manera, para ésta última el costo de la mano de obra es menor en un 59.96%
- ↪ El costo de equipos de encofrado de la edificación aporticada de 5 pisos y de la edificación de paredes portantes de hormigón de 5 pisos, se observa que para ésta última el costo de encofrados es mayor en un 76.15%
- ↪ Con los costos de materiales, mano de obra y encofrados, se concluye que para la edificación de 5 pisos, bajo el sistema de paredes portantes de hormigón se reduce un 37.12% con respecto al sistema aporticado.
- ↪ Al obtener el volumen total de materiales de la edificación aporticada de 2 pisos y de la edificación de paredes portantes de hormigón de 2 pisos, se puede observar que para ésta última el costo de materiales es menor en un 32.91%
- ↪ Con respecto a la mano de obra necesaria para la edificación aporticada de 2 pisos y para la edificación de paredes portantes de hormigón de 2 pisos, se puede observar que de igual manera, para ésta última el costo de la mano de obra es menor en un 58.02%.

- ↪ El costo de equipos de encofrado de la edificación aporticada de 2 pisos y de la edificación de paredes portantes de hormigón de 2 pisos, se observa que para ésta última el costo de encofrados es mayor en un 76.15%
- ↪ Con los costos de materiales, mano de obra y encofrados, se concluye que para la edificación de 2 pisos, bajo el sistema de paredes portantes de hormigón se reduce un 34.05% con respecto al sistema aporticado.
- ↪ El tiempo de amortización de los encofrados para el sistema de paredes portantes de hormigón es de 272 días para los proyectos propuestos, que corresponden a la construcción de 58 unidades de vivienda.
- ↪ El sistema de paredes portantes de hormigón permite una producción sistematizada, con lo que optimiza los recursos de materiales, mano de obra y tiempo de ejecución, por tanto reduce los costos de producción para una construcción en donde el equipo de encofrado tenga su máximo número de usos.
- ↪ Los rubros difieren de un sistema a otro notablemente, ya que, para el sistema aporticado es necesario rubros de construcción como mamposterías y enlucidos; los cuales en el sistema de paredes portantes de hormigón no se requiere, por lo que, se reduce sustancialmente su tiempo de ejecución.
- ↪ Por último, se concluye que para la construcción masiva, semejante a los proyectos propuestos, el sistema de paredes portantes de hormigón es estructuralmente superior, menor tiempo de ejecución de las obras, menor mano de obra y con menor costo total.

7.2 RECOMENDACIONES

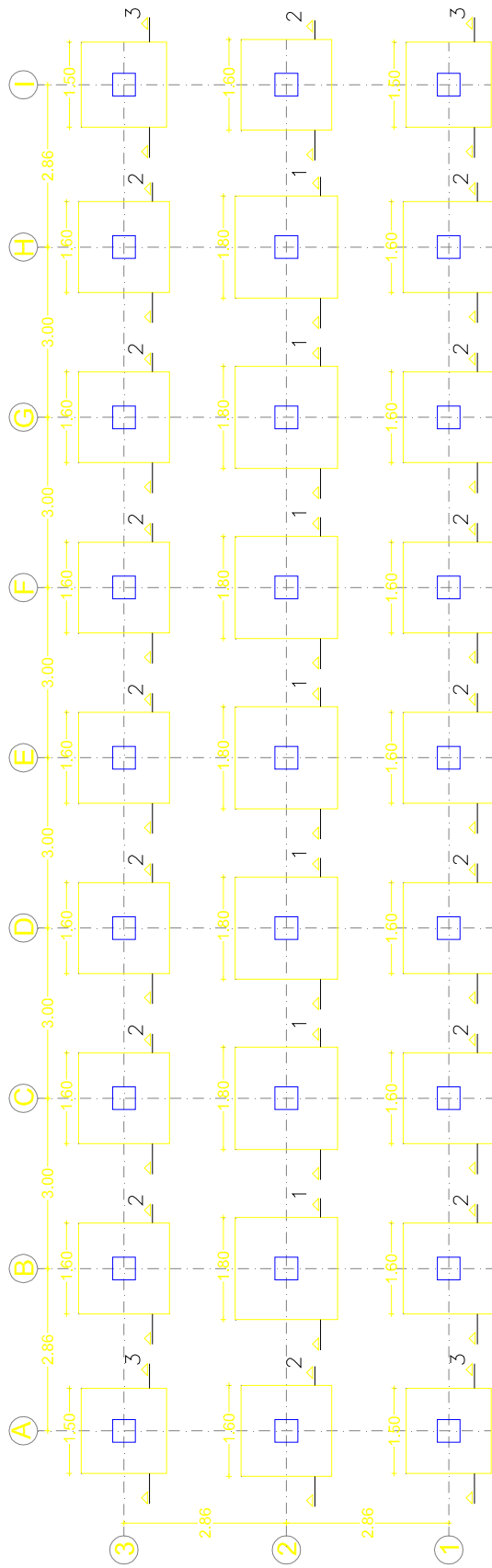
Las recomendaciones basadas en la realización del presente trabajo son las siguientes:

- ↪ Para el sistema aporticado son aplicables las disposiciones del Código Ecuatoriano de la Construcción, pero para los sistemas estructurales donde las paredes tienen un comportamiento predominante en cortante no son aplicables y se recomienda utilizar el factor de reducción de respuesta de 3.5 para el cálculo del corte basal.
- ↪ En el sistema aporticado se debe considerar la distribución de paredes para acercarse al real comportamiento del pórtico.
- ↪ Para el diseño sismo-resistente el sistema de pórticos debe cumplir con los siguientes requerimientos: tener su comportamiento traslacional predominante, que las derivas no sean mayores a la máxima permitida, que resista las fuerzas del código y que tenga la capacidad de disipar energía en el rango inelástico.
- ↪ Para el sistema de paredes portantes de hormigón se requiere que las derivas no sean mayores a la máxima permitida; como se diseña para que resista fuerzas altas, no requiere tener comportamiento inelástico y no requiere que su comportamiento traslacional sea predominante.
- ↪ Para la concepción de todo proyecto, se debe realizar el diagrama de barras, histograma de mano de obra y la curva valorada, para una real visualización y comprensión del proyecto por etapas y de manera global.
- ↪ La mano de obra requerida para cualquier sistema constructivo debe ser calificada y estar bajo el permanente control del profesional encargado para que se cumplan con los requerimientos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

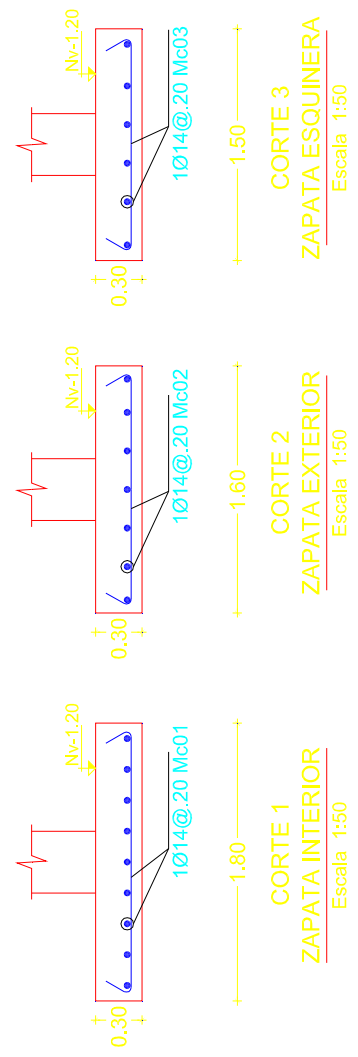
- Ambrose James. (1997) Estructuras. California
- American Concrete Institute. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentarios. U.S.A.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1997). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá, Colombia.
- Arthur H. Nilson. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Internacional Editores, Santafé de Bogotá.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito, Ecuador.
- Jacinto Rivas. (2006). Análisis de relación de aspecto de muros estructurales. Tesis, E.P.N. Quito, Ecuador.
- Naway Edgard G. (1988) Concreto Reforzado. México
- Timoshenko y James G. (1998). Mecánica de materiales. Internacional Thomson Editores, México D.F.
- Página web. Foro Cyted Iberoteka. (2007) www.forocyber/iberoteka/innocons.com
Innovaciones en la construcción de viviendas sismoresistentes. Guatemala
- Página web. Proyecto de ensayo en laboratorio de un modelo a escala reducida de edificio de estructura de paredes de carga.
www.cietec/estadoactualdelconocimiento.com
- Winter, G, (1977), Proyecto de estructuras de hormigón. Bogotá, Colombia

ANEXO 1
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO
PROYECTO No.1



CIMENTACIÓN

Esc. 1:125

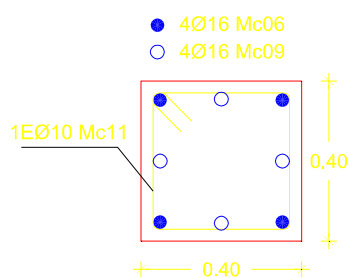


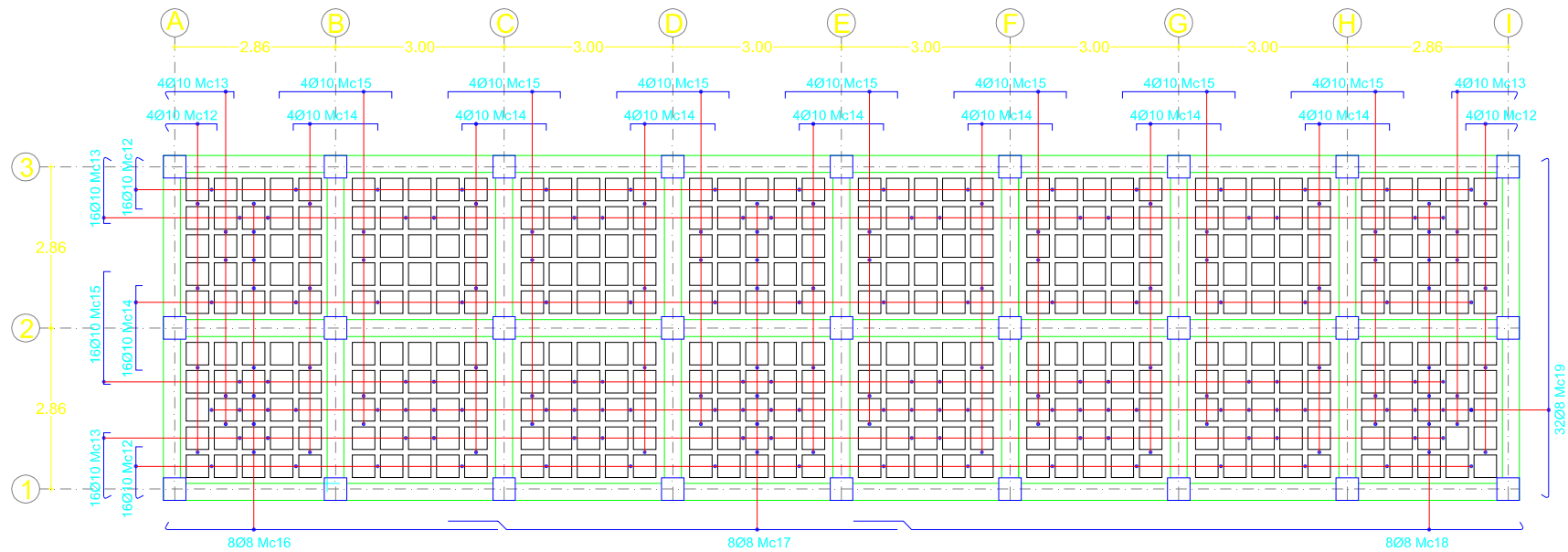
CUADRO DE COLUMNAS

Esc 1:100

NUMERO	27	
UBICACION	A/1 , A/2 , A/3 , B/1 , B/2 , B/3 , C/1 , C/2 , C/3 D/1 , D/2 , D/3 , E/1 , E/2 , E/3 , F/1 , F/2 , F/3 G/1 , G/2 , G/3 , H/1 , H/2 , H/3 , I/1 , I/2 , I/3	
NIVEL		
Nv +13.25	4Ø16 Mc 08	8E Ø10 @.10 Mc11
		9E Ø10 @.15 Mc11
Nv +10.60	4Ø16 Mc 10	5E Ø10 @.10 Mc11
		8E Ø10 @.10 Mc11
Nv +7.95	4Ø16 Mc 07	9E Ø10 @.15 Mc11
		5E Ø10 @.10 Mc11
Nv +5.30	4Ø16 Mc 09	8E Ø10 @.10 Mc11
		9E Ø10 @.15 Mc11
Nv +2.65	4Ø16 Mc 06	5E Ø10 @.10 Mc11
		80cm 8E Ø10 @.10 Mc11
Nv 0.00	4Ø16 Mc 06	140cm 9E Ø10 @.15 Mc11
		45cm 5E Ø10 @.10 Mc11
Nv -1.50		15E Ø10 @.10 Mc11

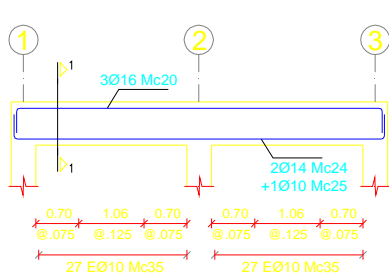
Corte A-A





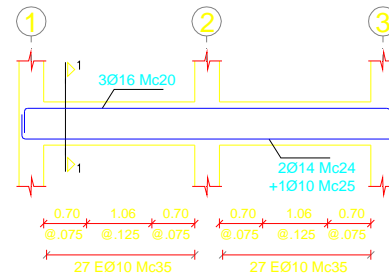
PLANTA TIPO

Esc. 1:125



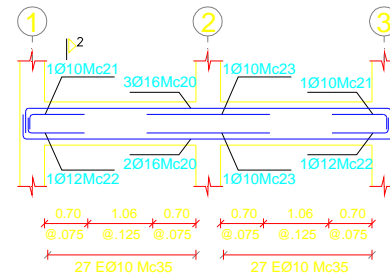
VIGA EJES A a I
Nv.+13.25

Escala H 1:125 V 1: 50



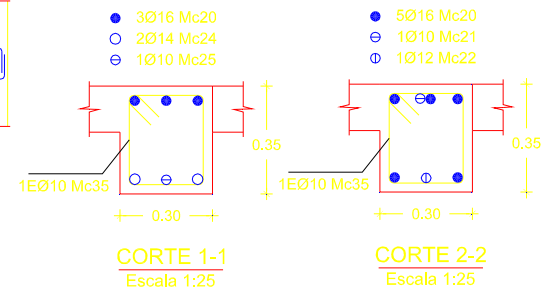
VIGA EJES A a I
Nv.+7.95 , +10.60

Escala H 1:125 V 1: 50



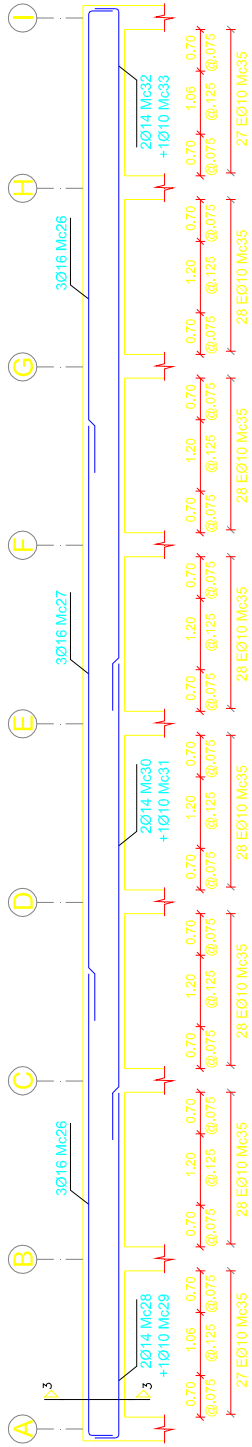
VIGA EJES A a I
Nv.+2.65 , +5.30

Escala H 1:125 V 1: 50

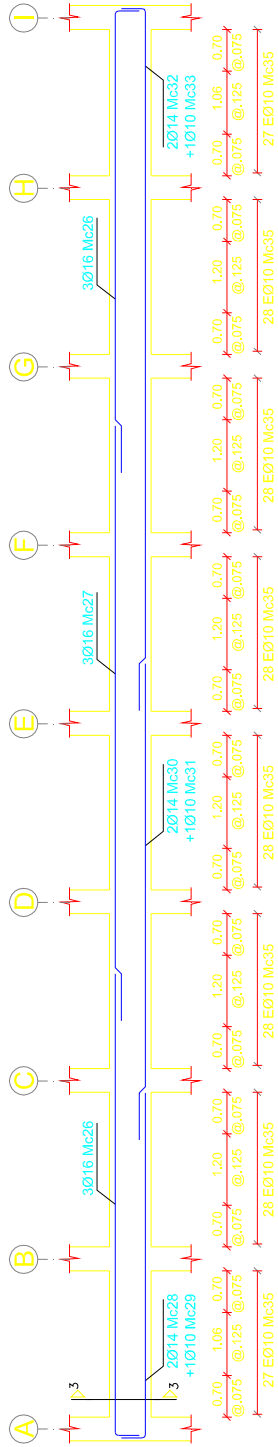


CORTE 1-1
Escala 1:25

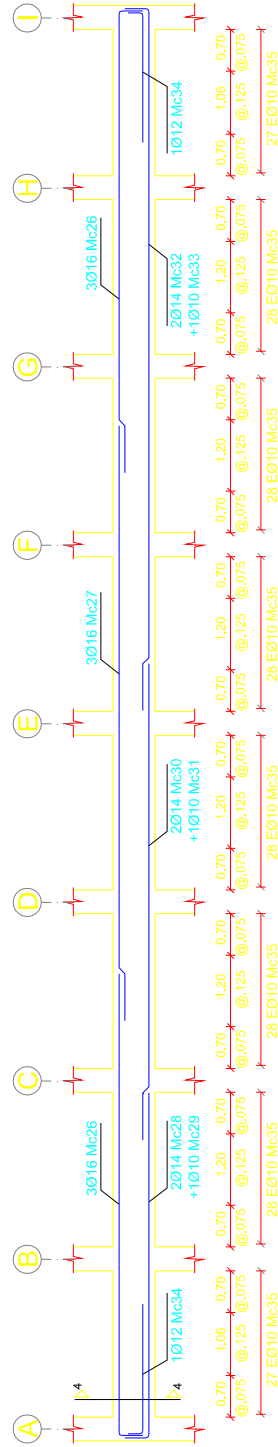
CORTE 2-2
Escala 1:25



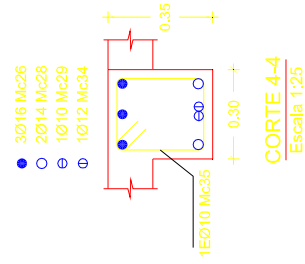
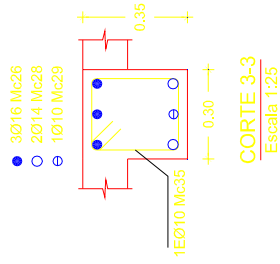
VIGA EJES 1,2,3
Nv. +13.25
 Escala H 1:125 V 1:50



VIGA EJES 1,2,3
Nv. +7.95, +10.60
 Escala H 1:125 V 1:50



VIGA EJES 1,2,3
Nv. +2.65, +5.30
 Escala H 1:125 V 1:50



CUADRO A.1

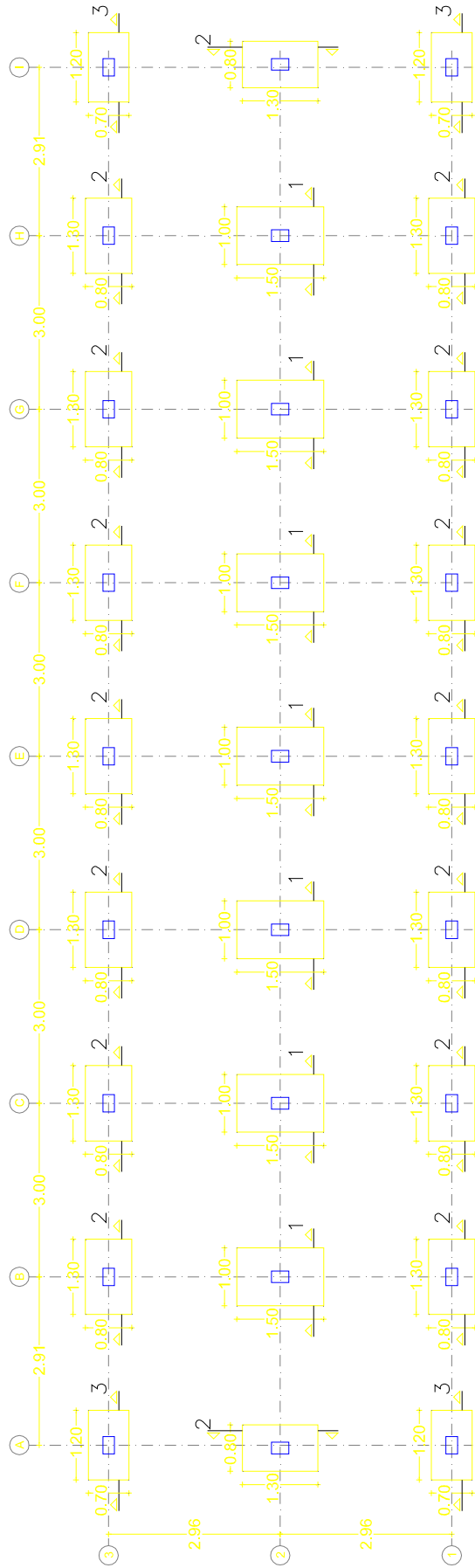
PLANILLA DE ACERO - PROYECTO No.1

Marca	Tipo	ϕ mm	Dimensiones			Long. Desr (m)	No.	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso Total
			a	b	g					
Cimentación										
01	C	14	1,70	0,20		2,10	126	264,60	1,208	319,64
02	C	14	1,50	0,20		1,90	224	425,60	1,208	514,12
03	C	14	1,40	0,20		1,80	48	86,40	1,208	104,37
04	I	12	12,00			12,00	42	504,00	0,888	447,55
05	O	8	0,20	0,20	0,10	1,00	600	600,00	0,395	237,00
Columnas										
06	L	16	3,75	0,25		4,00	108	432,00	1,578	681,70
07	I	16	8,00			8,00	108	864,00	1,578	1363,39
08	L	16	4,75	0,25		5,00	108	540,00	1,578	852,12
09	L	16	8,75	0,25		9,00	108	972,00	1,578	1533,82
10	L	16	6,75	0,25		7,00	108	756,00	1,578	1192,97
11	O	10	0,35	0,35	0,10	1,60	3375	5400,00	0,617	3331,80
Losas										
12	C	10	0,96	0,12		1,20	200	240,00	0,617	148,08
13	C	10	1,26	0,12		1,50	200	300,00	0,617	185,10
14	C	10	1,56	0,12		1,80	220	396,00	0,617	244,33
15	C	10	2,06	0,12		2,30	220	506,00	0,617	312,20
16	L	8	5,88	0,12		6,00	40	240,00	0,395	94,80
17	I	8	8,00			8,00	40	320,00	0,395	126,40
18	L	8	11,88	0,12		12,00	40	480,00	0,395	189,60
19	C	8	6,06	0,12		6,30	160	1008,00	0,395	398,16
Vigas										
20	C	16	6,00	0,20		6,40	171	1094,40	1,578	1726,96
21	L	10	1,05	0,15		1,20	36	43,20	0,617	26,65
22	L	12	1,05	0,15		1,20	36	43,20	0,888	38,36
23	I	10	2,00			2,00	36	72,00	0,617	44,42
24	C	14	6,00	0,20		6,40	45	288,00	1,208	347,90
25	C	10	6,00	0,15		6,30	27	170,10	0,617	104,95
26	L	16	7,80	0,20		8,00	90	720,00	1,578	1136,16
27	I	16	10,00			10,00	45	450,00	1,578	710,10
28	L	14	5,80	0,20		6,00	30	180,00	1,208	217,44
29	L	10	5,85	0,15		6,00	15	90,00	0,617	55,53
30	I	14	8,00			8,00	30	240,00	1,208	289,92
31	I	10	8,00			8,00	15	120,00	0,617	74,04
32	L	14	11,80	0,20		12,00	30	360,00	1,208	434,88
33	L	10	11,85	0,15		12,00	15	180,00	0,617	111,06
34	L	12	2,25	0,15		2,40	12	28,80	0,888	25,57
35	O	10	0,25	0,30	0,10	1,30	5760	7488,00	0,617	4620,10

CONTINUACIÓN CUADRO A.1
PLANILLA DE ACERO – PROYECTO No.1

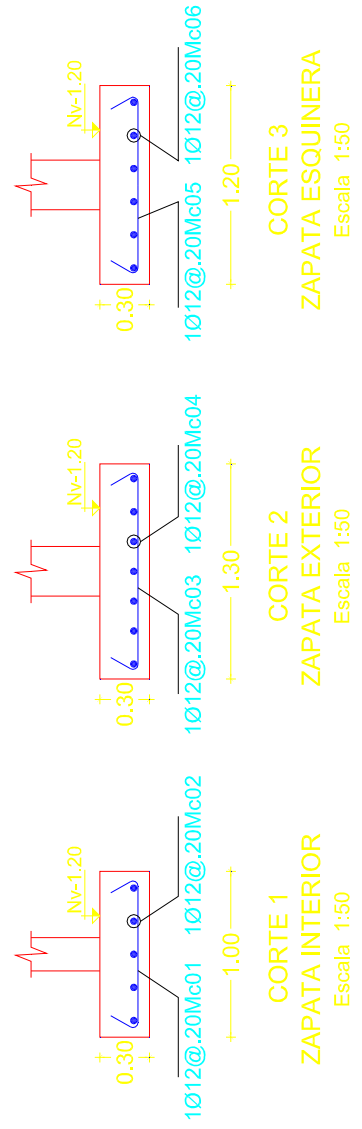
RESUMEN DE ACERO					
	φ8	φ10	φ12	φ14	φ16
Cimentacion	237,00		447,55	938,13	
Columnas		3331,80			5623,99
Losas	808,96	889,71			
Vigas		5036,76	63,94	1290,14	3573,22
TOTAL Kg	22241,21				

ANEXO 2
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO
PROYECTO No.2



CIMENTACIÓN

Esc. 1:125

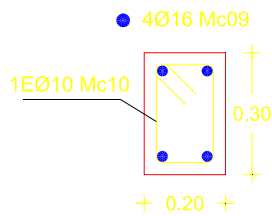


CUADRO DE COLUMNAS

Esc 1:100

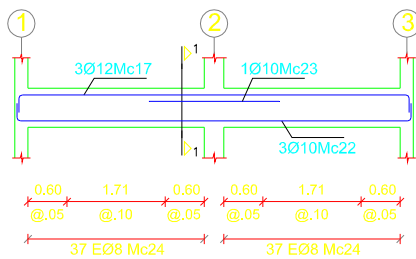
NUMERO	27	
UBICACION	A/1 , A/2 , A/3 , B/1 , B/2 , B/3 , C/1 , C/2 , C/3 D/1 , D/2 , D/3 , E/1 , E/2 , E/3 , F/1 , F/2 , F/3 G/1 , G/2 , G/3 , H/1 , H/2 , H/3 , I/1 , I/2 , I/3	
NIVEL		
Nv +5.00	65cm	12E Ø10 @.05 Mc10
	140cm	17E Ø10 @.075 Mc10
Nv +2.50	45cm	9E Ø10 @.05 Mc10
	65cm	12E Ø10 @.05 Mc10
	140cm	17E Ø10 @.075 Mc10
Nv 0.00	45cm	9E Ø10 @.05 Mc10
Nv -1.50		30E Ø10 @.05 Mc10

Corte A-A



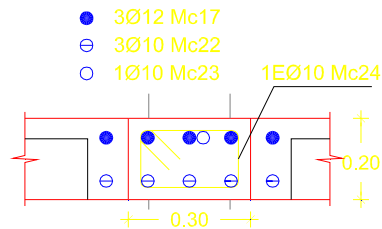
CORTE A-A

Escala 1:20



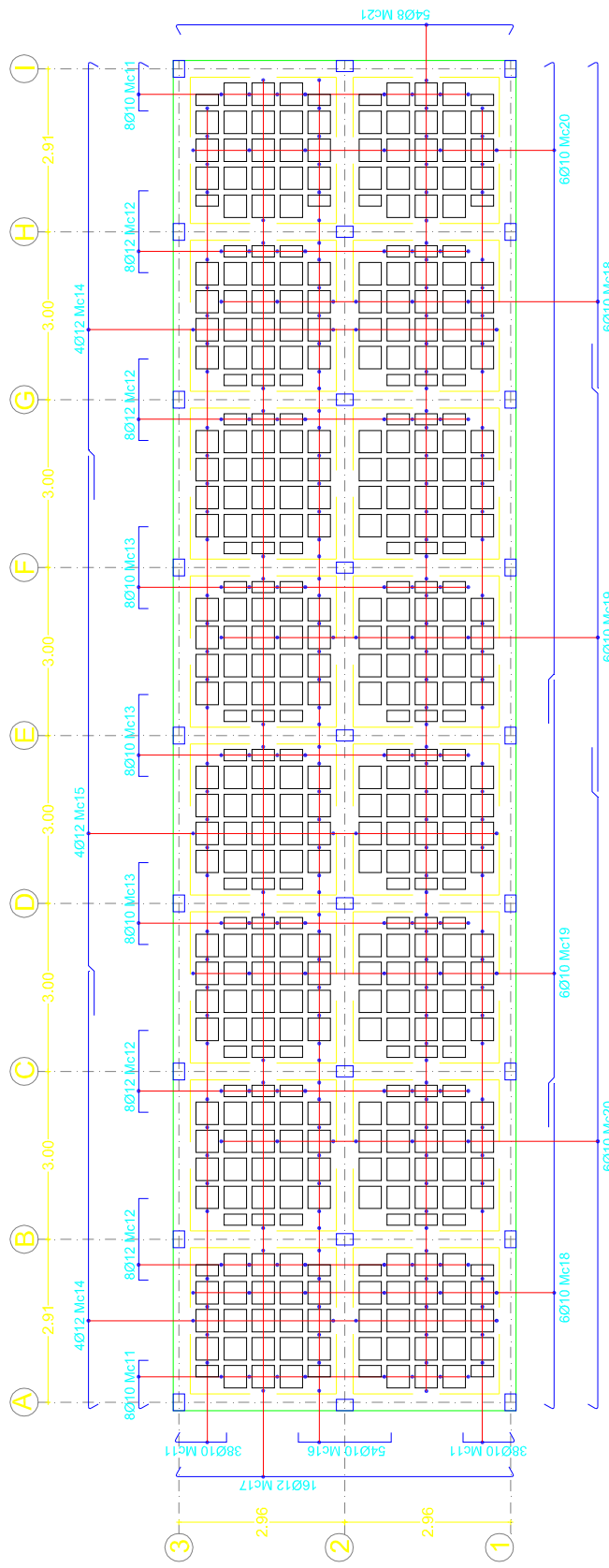
VIGA EJES A a I
Nv.+2.50 , +5.00

Escala H 1:125 V 1: 75

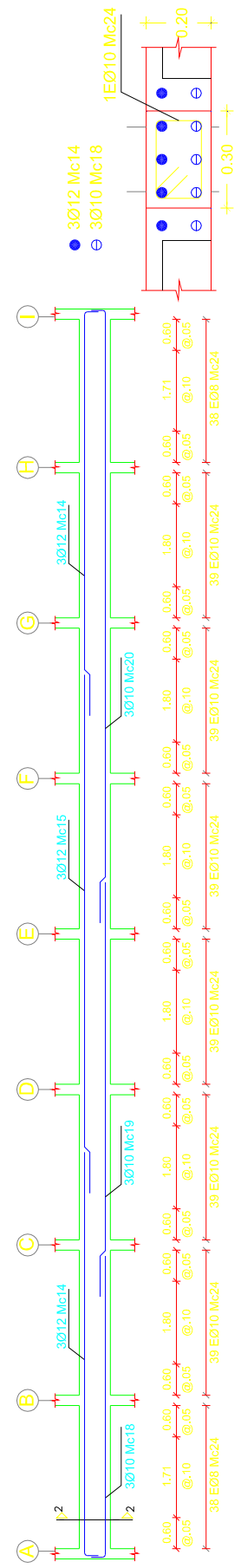


CORTE 1-1

Escala 1:20



PLANTA TIPO
Area = 162,46m²
Eje: m/da



CORTE 2-2
Escala 1:20

VIGA EJES 1,2,3
Nv.+2.50 , +5.00
Escala H:1:125 V:1:75

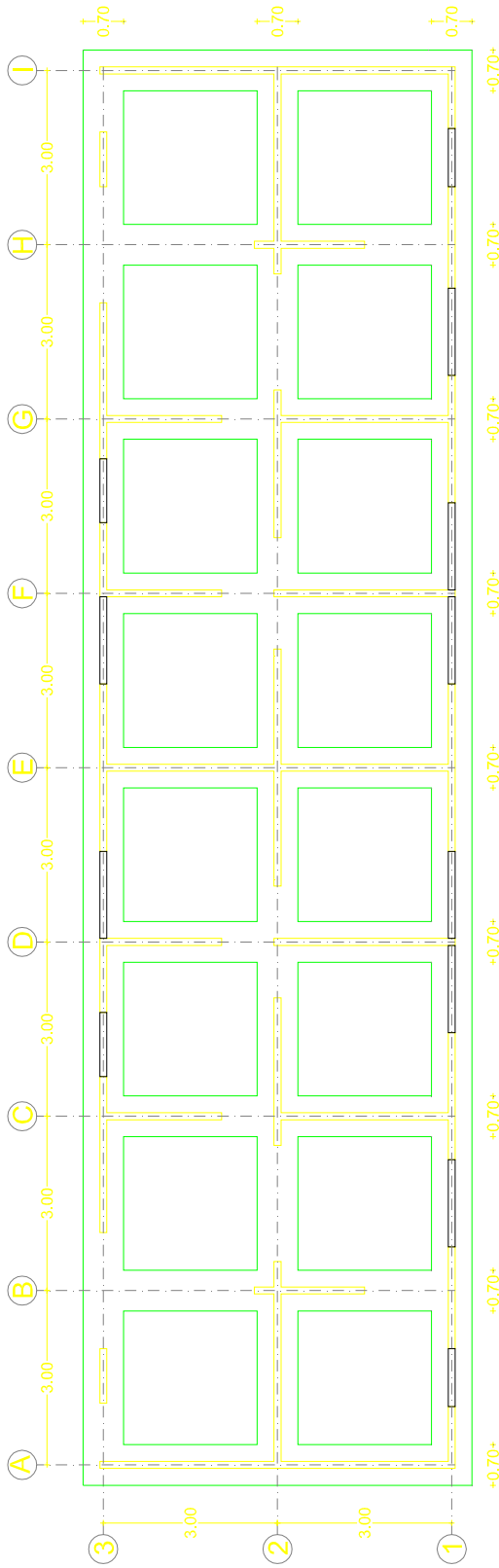
CUADRO A.2

PLANILLA DE ACERO - PROYECTO No.2

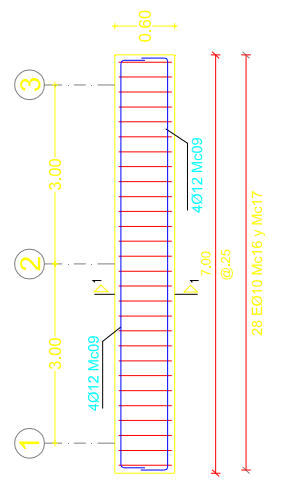
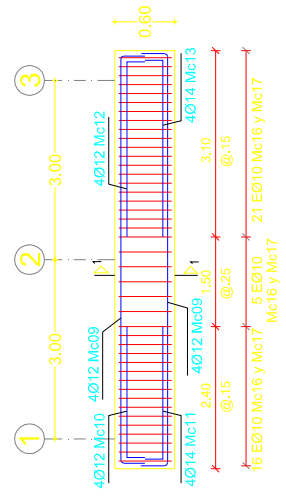
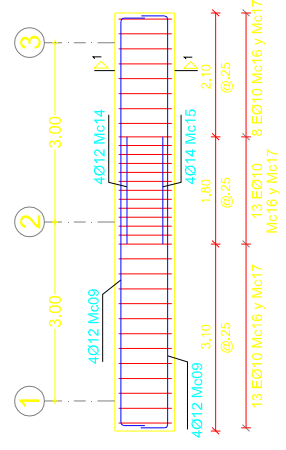
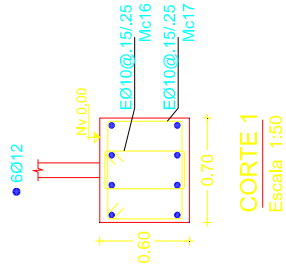
Marca	Tipo	ϕ mm	Dimensiones			Long. Desr (m)	No.	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso Total (kg)
			a	b	g					
Cimentación										
01	C	12	0,90	0,15		1,20	56	67,20	0,888	59,67
02	C	12	1,40	0,15		1,70	35	59,50	0,888	52,84
03	C	12	1,20	0,15		1,50	64	96,00	0,888	85,25
04	C	12	0,70	0,15		1,00	112	112,00	0,888	99,46
05	C	12	1,10	0,15		1,40	16	22,40	0,888	19,89
06	C	12	0,60	0,15		0,90	24	21,60	0,888	19,18
07	I	12	12,00			12,00	42	504,00	0,888	447,55
08	O	8	0,10	0,10	0,10	0,60	600	360,00	0,395	142,20
Columnas										
09	C	16	6,40	20,25		6,90	108	745,20	1,578	1175,93
10	O	10	0,15	0,25	0,10	1,00	2862	2862,00	0,617	1765,85
Losas										
11	C	10	0,86	0,17		1,20	460	552,00	0,617	340,58
12	C	12	1,46	0,17		1,80	160	288,00	0,888	255,74
13	C	10	1,46	0,17		1,80	120	216,00	0,617	133,27
14	L	12	7,83	0,17		8,00	52	416,00	0,888	369,41
15	I	12	10,00			10,00	26	260,00	0,888	230,88
16	C	10	1,66	0,17		2,00	270	540,00	0,617	333,18
17	C	12	6,06	0,17		6,40	86	550,40	0,888	488,76
18	L	10	5,83	0,17		6,00	42	252,00	0,617	155,48
19	I	10	8,00			8,00	42	336,00	0,617	207,31
20	L	10	11,83	0,17		12,00	42	504,00	0,617	310,97
21	C	8	6,06	0,17		6,40	270	1728,00	0,395	682,56
22	C	10	6,06	0,17		6,40	54	345,60	0,617	213,24
23	I	10	2,00			2,00	18	36,00	0,617	22,21
24	O	8	0,30	0,17	0,10	1,14	3192	3638,88	0,395	1437,36

RESUMEN EN PESO				
	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$
Cimentacion	142,20		783,84	
Columnas		1765,85		1175,93
Losas	2119,92	1716,25	1344,79	
TOTAL Kg	9048,77			

ANEXO 3
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO
PROYECTO No.3



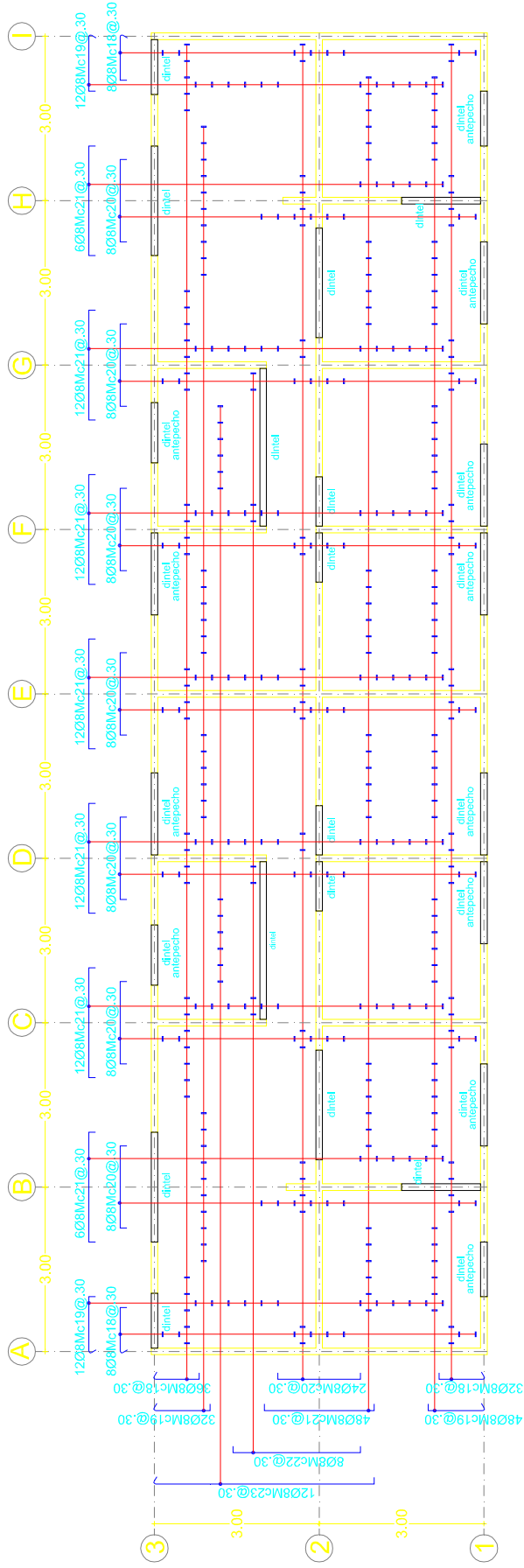
CIMENTACIÓN
Esc. 1:125



VIGA CIMENTACIÓN EJES C,D,F,G
Escala H 1:125 V 1:50

VIGA CIMENTACIÓN EJES B,H
Escala H 1:125 V 1:50

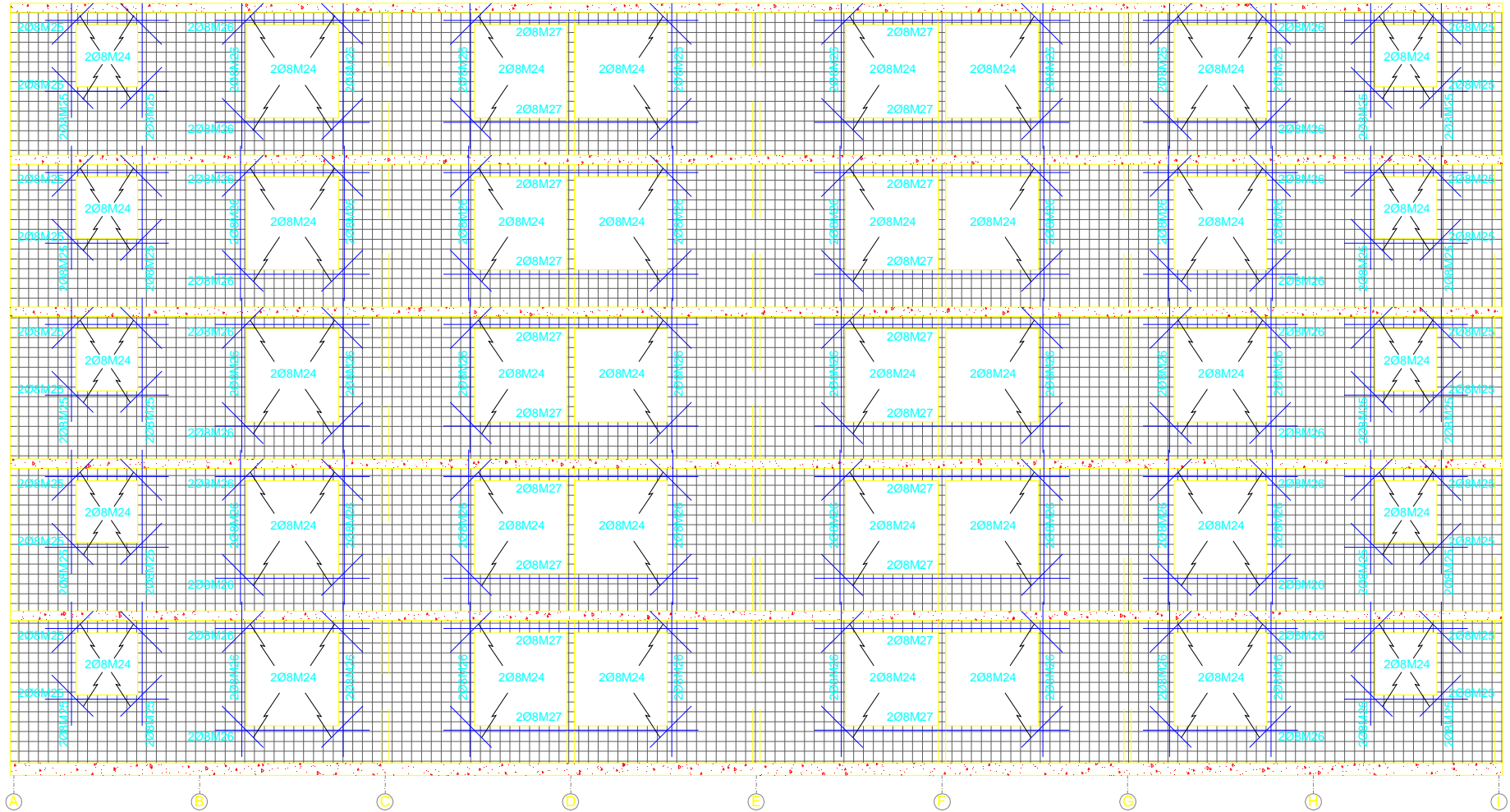
VIGA CIMENTACIÓN EJES A,E,I
Escala H 1:125 V 1:50



REFUERZO INFERIOR: 1m.e.s. Ø5.5@.15

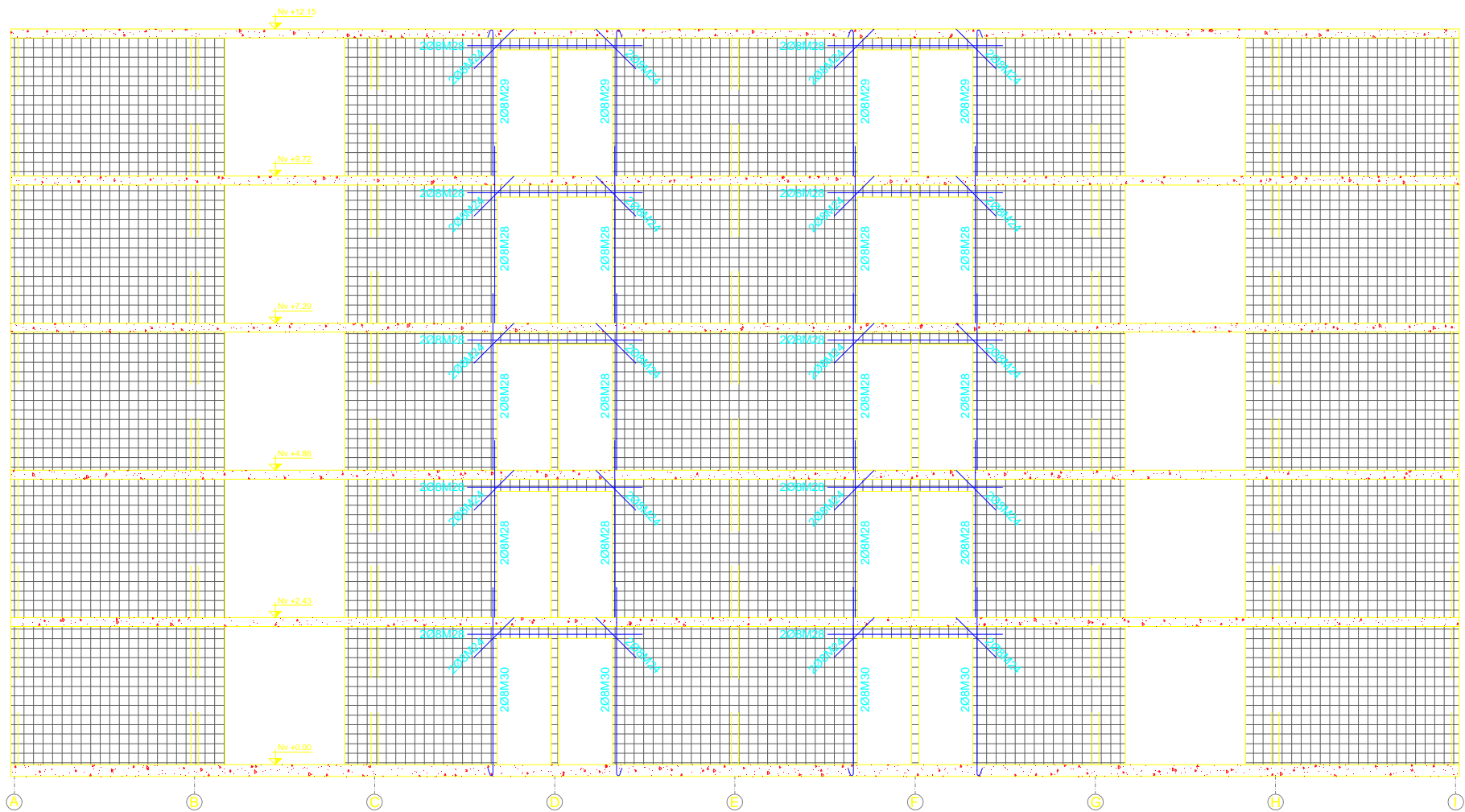
PLANTA TIPO

Esc. 1:125



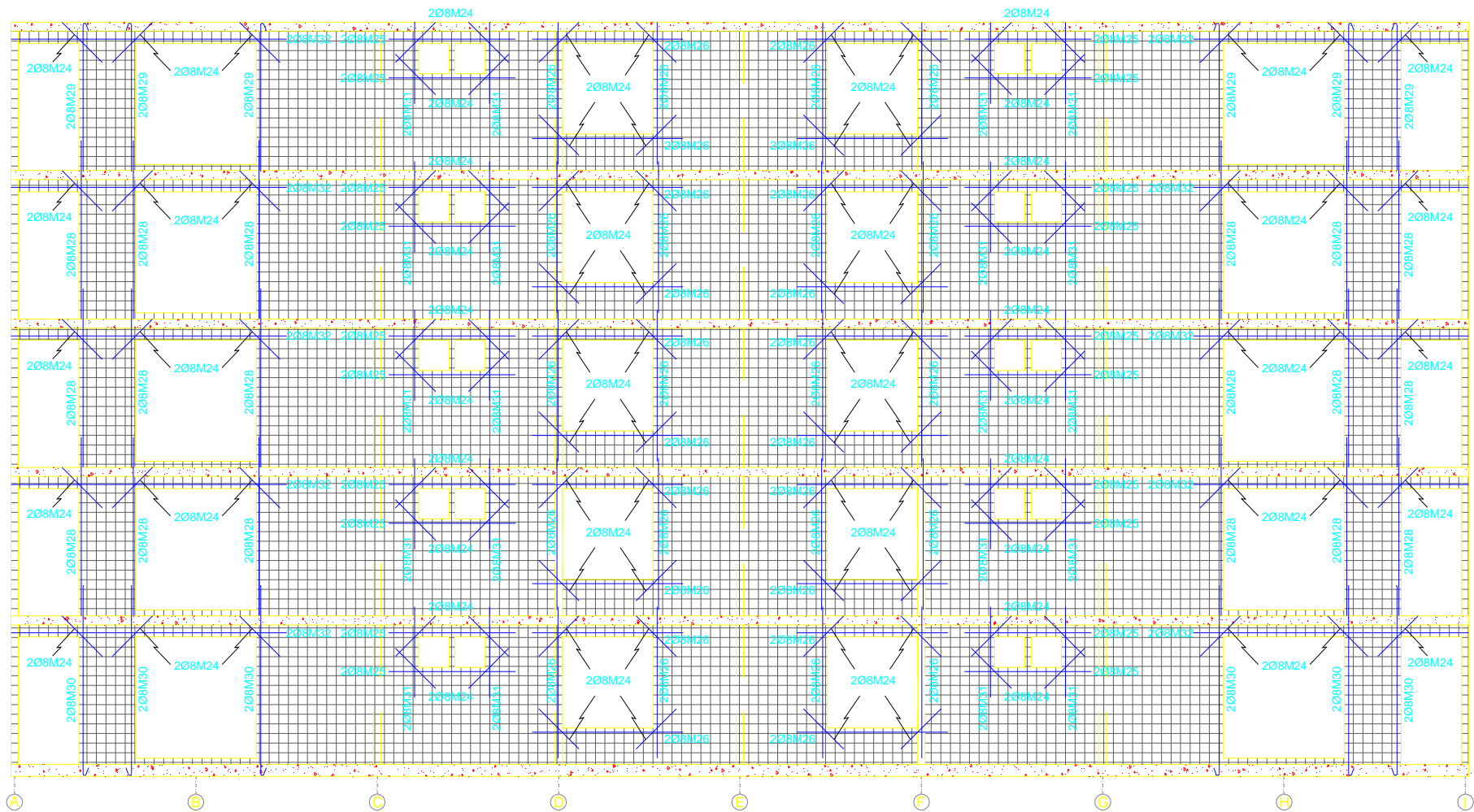
PARED EJE 1

Espesor: 0.10m Area= 199.88m2
 Malla Electrodoada 2Ø 4.5 / 0.15



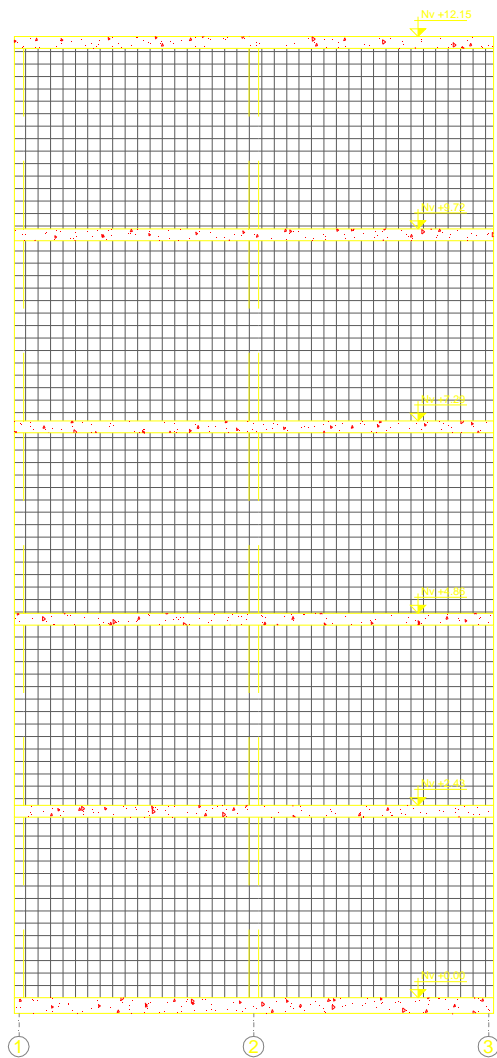
PARED EJE 2

Espesor: 0.10m Area= 193.58m2
 Malla Electrosoldada 2Ø 4.5 / 0.15



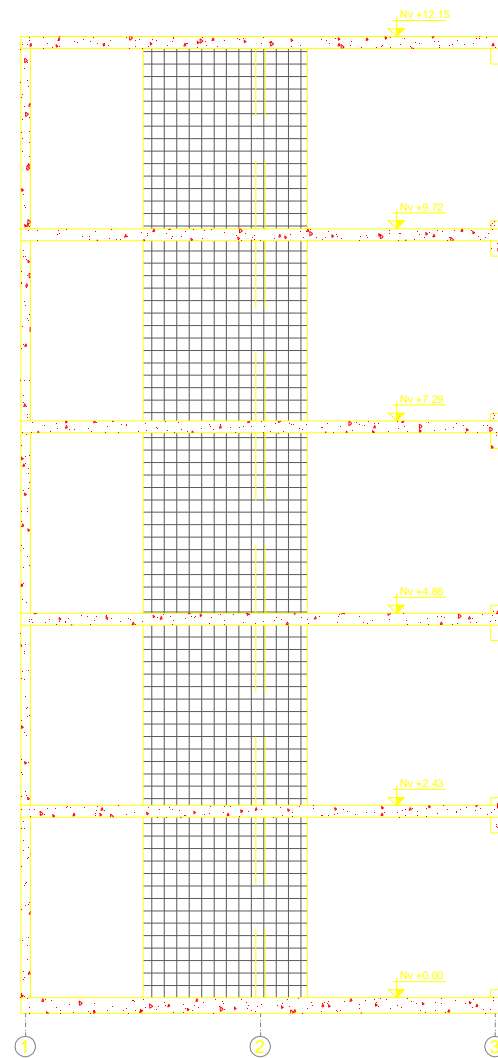
PARED EJE 3

Espesor: 0.10m Area= 188.05m²
 Malla Electrosoldada 2Ø 4.5 / 0.15



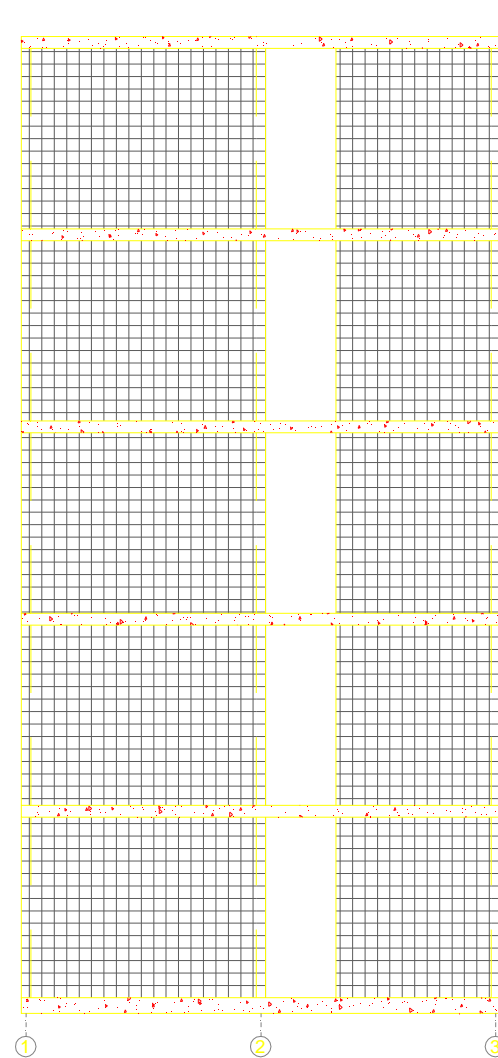
PARED EJES A , E , I

Espesor: 0.10m Area= 70.38m2
 Malla Electrosoldada 2Ø 4.5 / 0.15



PARED EJES B , H

Espesor: 0.10m Area= 24.15m2
 Malla Electrosoldada 2Ø 4.5 / 0.15



PARED EJES C , D , F , G

Espesor: 0.10m Area= 60.03m2
 Malla Electrosoldada 2Ø 4.5 / 0.15

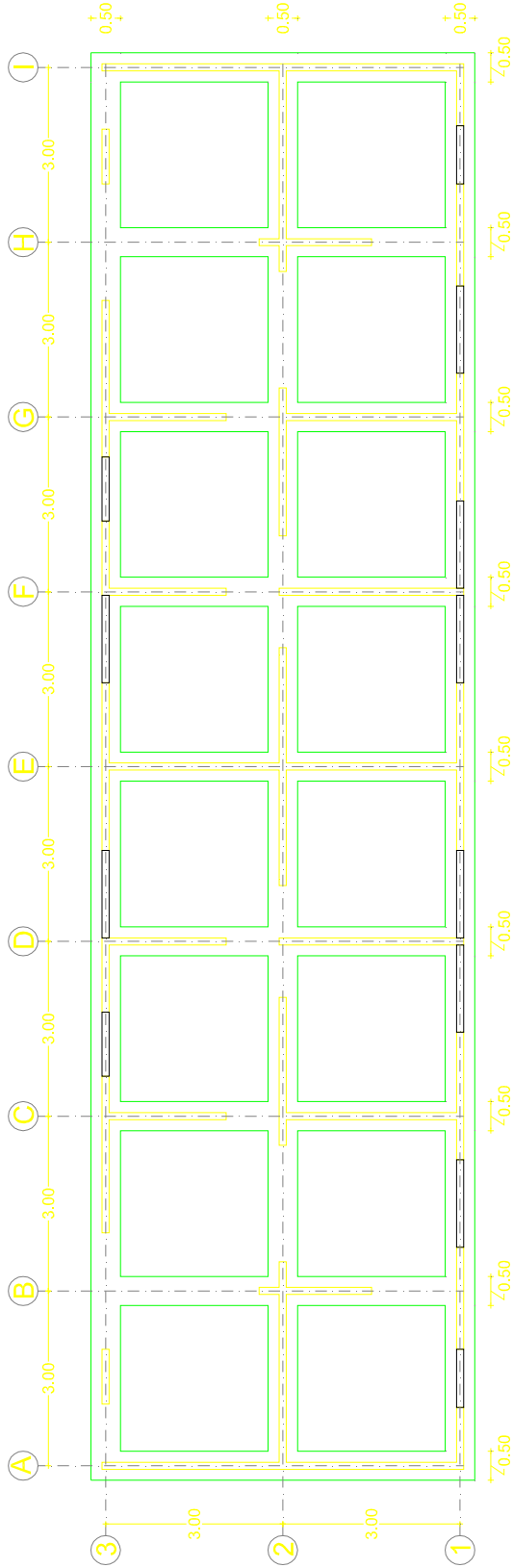
CUADRO A.3

PLANILLA DE ACERO – PROYECTO No.3

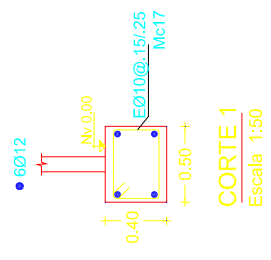
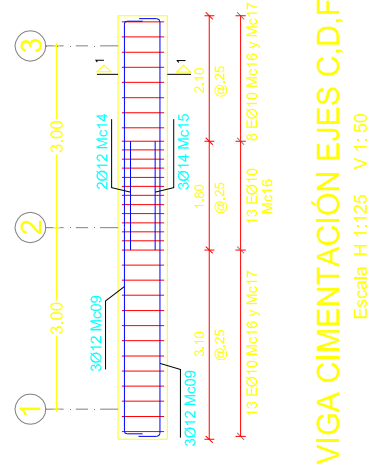
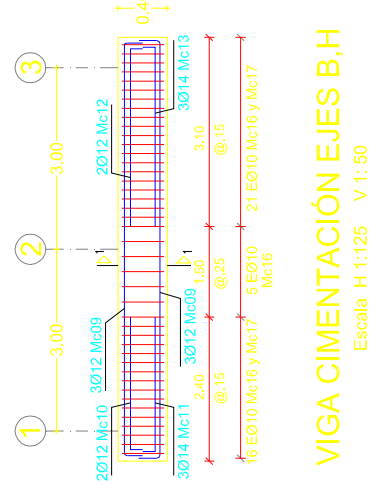
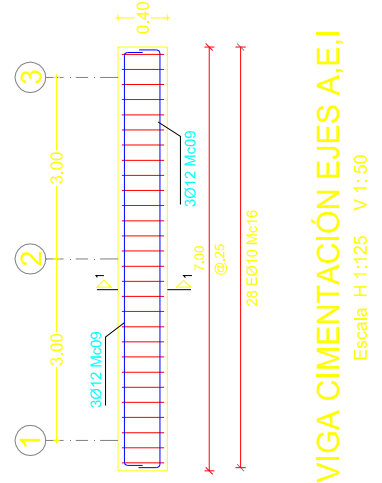
Marca	Tipo	φ mm	Dimensiones			Long. Desr (m)	No.	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso Total (kg)
			a	b	g					
Cimentación										
01	L	12	7,80	0,20		8,00	24	192,00	0,888	170,50
02	I	12	12,00			12,00	12	144,00	0,888	127,87
03	L	12	11,80	0,20		12,00	24	288,00	0,888	255,74
04	I	12	4,00			4,00	12	48,00	0,888	42,62
05	L	12	4,80	0,20		5,00	8	40,00	0,888	35,52
06	L	14	4,80	0,20		5,00	8	40,00	1,208	48,32
07	I	12	2,80			2,80	8	22,40	0,888	19,89
08	I	14	2,80			2,80	8	22,40	1,208	27,06
09	C	12	6,90	0,20		7,30	72	525,60	0,888	466,73
10	L	12	2,30	0,20		2,50	8	20,00	0,888	17,76
11	L	14	2,30	0,20		2,50	8	20,00	1,208	24,16
12	L	12	3,00	0,20		3,20	8	25,60	0,888	22,73
13	L	14	3,00	0,20		3,20	8	25,60	1,208	30,92
14	I	12	1,80			1,80	16	28,80	0,888	25,57
15	I	14	1,80			1,80	16	28,80	1,208	34,79
16	O	10	0,60	0,50	0,10	2,40	658	1579,20	0,617	974,37
17	O	10	0,20	0,50	0,10	1,60	658	1052,80	0,617	649,58
Losas										
18	C	8	0,80	0,10		1,00	84	84,00	0,395	33,18
19	C	8	1,00	0,10		1,20	104	124,80	0,395	49,30
20	C	8	1,50	0,10		1,70	80	136,00	0,395	53,72
21	C	8	2,00	0,10		2,20	108	237,60	0,395	93,85
22	C	8	2,30	0,10		2,50	8	20,00	0,395	7,90
23	C	8	4,00	0,10		4,20	12	50,40	0,395	19,91
Paredes										
24	I	8	1,00			1,00	2504	2504,00	0,395	989,08
25	I	8	2,00			2,00	120	240,00	0,395	94,80
26	I	8	2,50			2,50	264	660,00	0,395	260,70
27	I	8	4,00			4,00	40	160,00	0,395	63,20
28	I	8	3,00			3,00	80	240,00	0,395	94,80
29	J	8	2,40		0,10	2,50	28	70,00	0,395	27,65
30	J	8	3,10		0,10	3,20	28	89,60	0,395	35,39
31	I	8	1,50			1,50	40	60,00	0,395	23,70
32	I	8	4,50			4,50	20	90,00	0,395	35,55

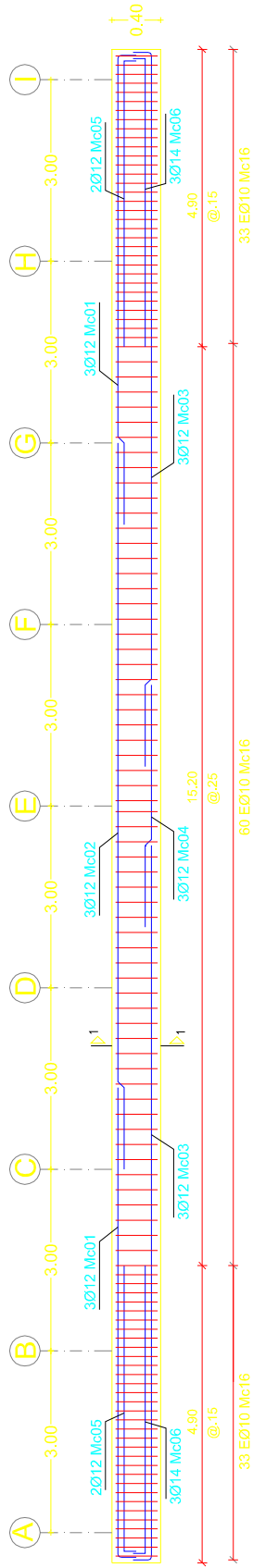
RESUMEN EN PESO				
	φ8	φ10	φ12	φ14
Cimentacion		1623,94	1184,95	165,25
Losas	257,86			
Paredes	1624,87			
TOTAL Kg	4856,87			

ANEXO 4
PLANOS ESTRUCTURALES Y PLANILLA DE ACERO
PROYECTO No.4



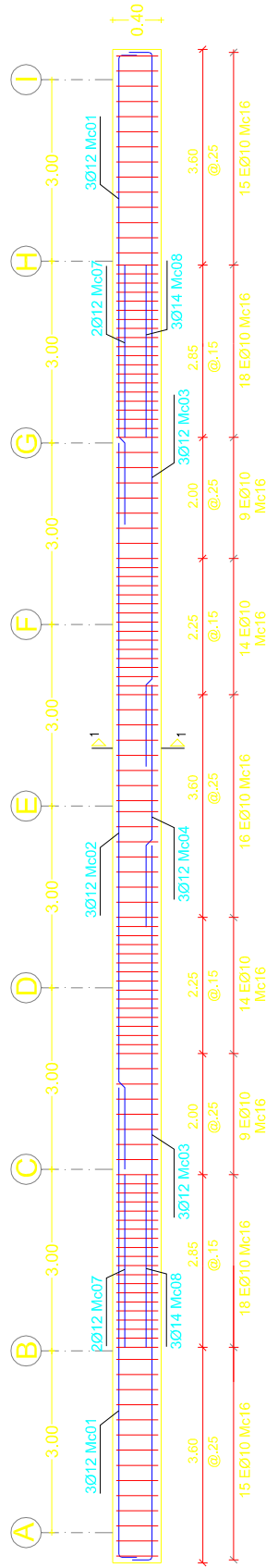
CIMENTACIÓN
Esc. 1:125





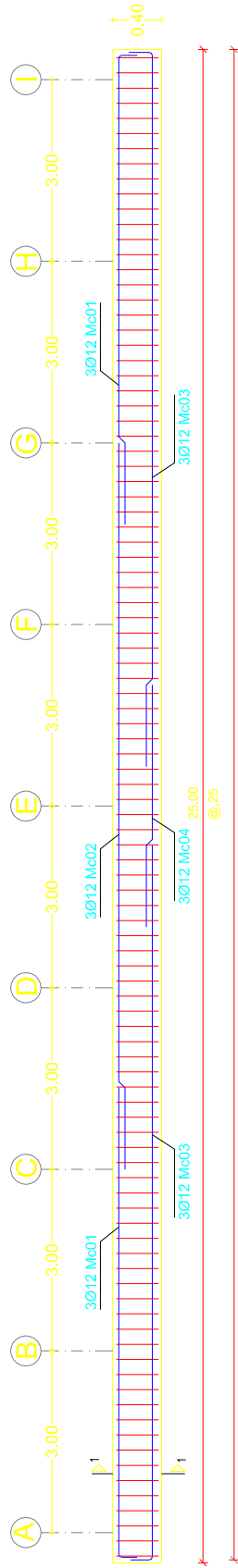
VIGA CIMENTACIÓN EJE 3

Escala H 1:125 V 1: 50



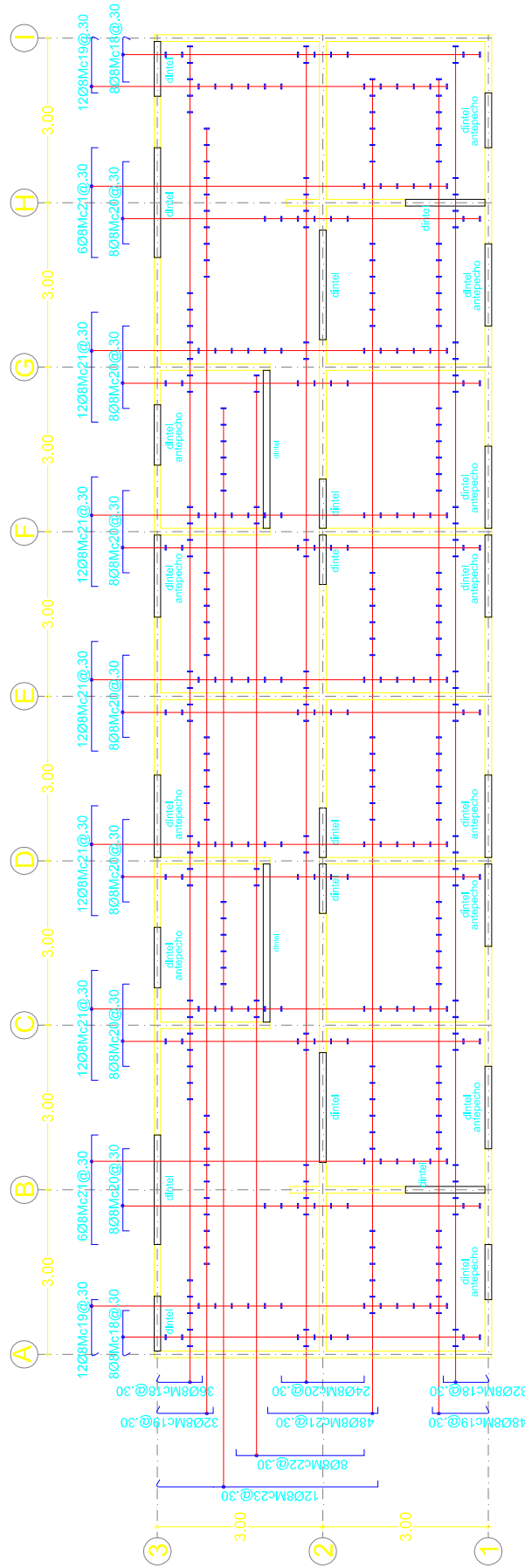
VIGA CIMENTACIÓN EJE 2

Escala H 1:125 V 1: 50



VIGA CIMENTACIÓN EJE 1

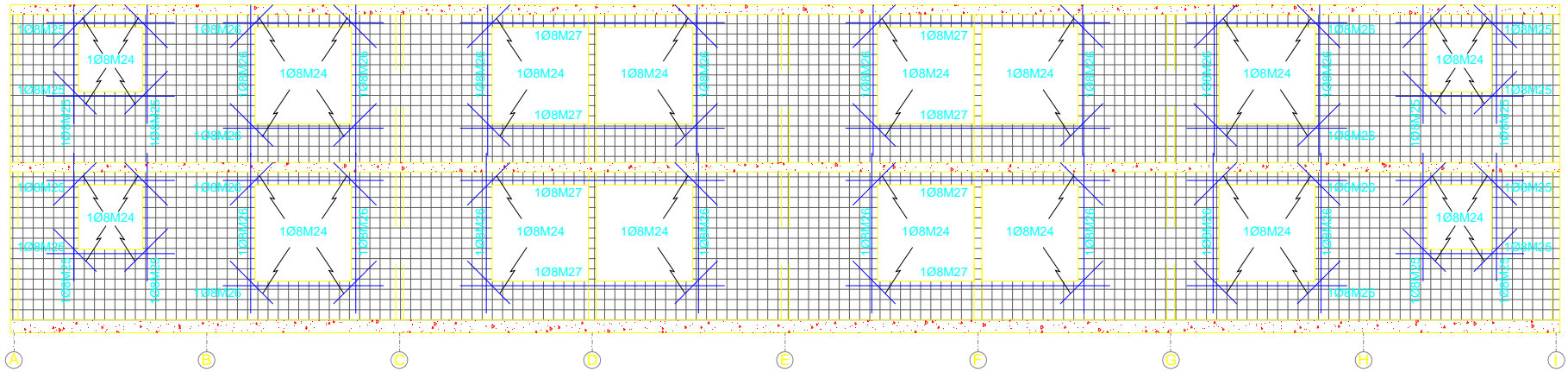
Escala H 1:125 V 1: 50



REFUERZO INFERIOR: 1m.e.s. Ø5.5@15

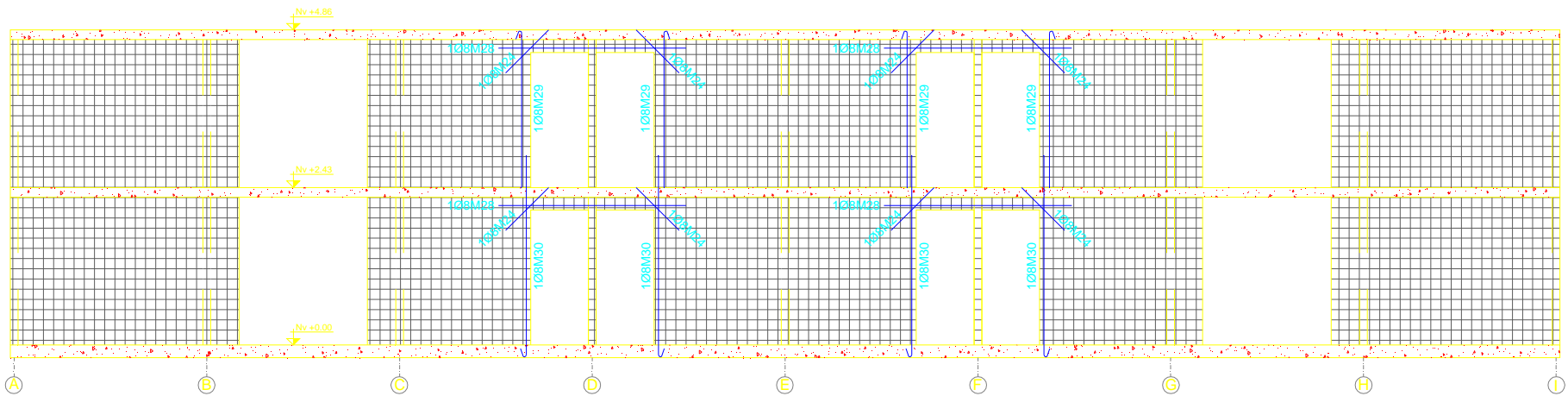
PLANTA TIPO

ESC. 1:125



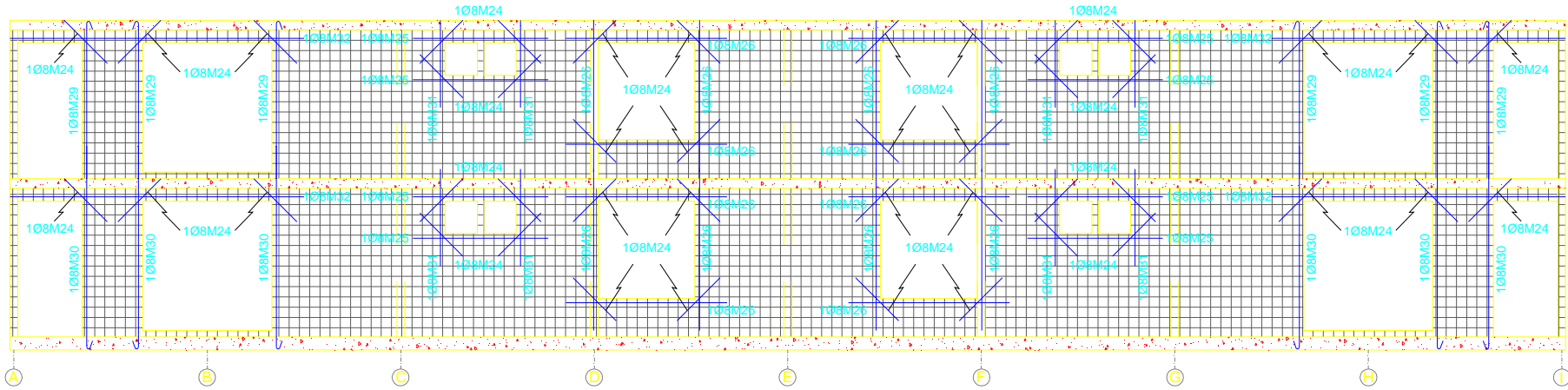
PARED EJE 1

Espesor: 0.10m Area= 199.88m²
 Malla Electrosoldada 1Ø 5.5 / 0.15



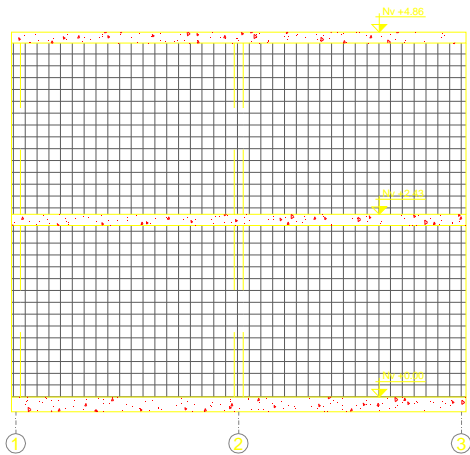
PARED EJE 2

Espesor: 0.10m Area= 193.58m²
 Malla Electrosoldada 1Ø 5.5 / 0.15



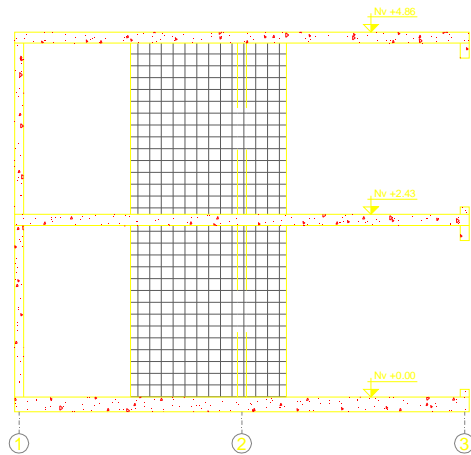
PARED EJE 3

Espesor: 0.10m Area= 188.05m²
Malla Electro soldada 1Ø 5.5 / 0.15



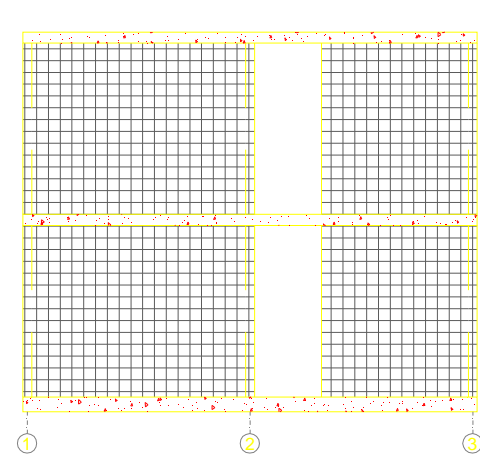
PARED EJES A , E , I

Espesor: 0.10m Area= 70.38m²
Malla Electro soldada 1Ø 5.5 / 0.15



PARED EJES B , H

Espesor: 0.10m Area= 24.15m²
Malla Electro soldada 1Ø 5.5 / 0.15



PARED EJES C , D , F , G

Espesor: 0.10m Area= 60.03m²
Malla Electro soldada 1Ø 5.5 / 0.15

CUADRO A.4

PLANILLA DE ACERO – PROYECTO No.4

Marca	Tipo	φ mm	Dimensiones			Long. Desr (m)	No.	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso Total (kg)
			a	b	g					
Cimentación										
01	L	12	7,80	0,20		8,00	18	144,00	0,888	127,87
02	I	12	12,00			12,00	9	108,00	0,888	95,90
03	L	12	11,80	0,20		12,00	18	216,00	0,888	191,81
04	I	12	4,00			4,00	9	36,00	0,888	31,97
05	L	12	4,80	0,20		5,00	4	20,00	0,888	17,76
06	L	14	4,80	0,20		5,00	6	30,00	1,208	36,24
07	I	12	2,80			2,80	4	11,20	0,888	9,95
08	I	14	2,80			2,80	6	16,80	1,208	20,29
09	C	12	6,90	0,20		7,30	54	394,20	0,888	350,05
10	L	12	2,30	0,20		2,50	4	10,00	0,888	8,88
11	L	14	2,30	0,20		2,50	6	15,00	1,208	18,12
12	L	12	3,00	0,20		3,20	4	12,80	0,888	11,37
13	L	14	3,00	0,20		3,20	6	19,20	1,208	23,19
14	I	12	1,80			1,80	8	14,40	0,888	12,79
15	I	14	1,80			1,80	8	14,40	1,208	17,40
16	O	10	0,40	0,30	0,10	1,60	658	1052,80	0,617	649,58
Losas										
18	C	8	0,80	0,10		1,00	84	84,00	0,395	33,18
19	C	8	1,00	0,10		1,20	104	124,80	0,395	49,30
20	C	8	1,50	0,10		1,70	80	136,00	0,395	53,72
21	C	8	2,00	0,10		2,20	108	237,60	0,395	93,85
22	C	8	2,30	0,10		2,50	8	20,00	0,395	7,90
23	C	8	4,00	0,10		4,20	12	50,40	0,395	19,91
Paredes										
24	I	8	1,00			1,00	1102	1102,00	0,395	435,29
25	I	8	2,00			2,00	24	48,00	0,395	18,96
26	I	8	2,50			2,50	40	100,00	0,395	39,50
27	I	8	4,00			4,00	8	32,00	0,395	12,64
28	I	8	3,00			3,00	4	12,00	0,395	4,74
29	J	8	2,40		0,10	2,50	10	25,00	0,395	9,88
30	J	8	3,10		0,10	3,20	10	32,00	0,395	12,64
31	I	8	1,50			1,50	8	12,00	0,395	4,74
32	I	8	4,50			4,50	4	18,00	0,395	7,11

RESUMEN EN PESO				
	φ8	φ10	φ12	φ14
Cimentacion		649,58	858,34	115,24
Losas	257,86			
Paredes	545,50			
TOTAL Kg	2426,51			

ANEXO 5
COTIZACIONES DE ENCOFRADOS

Presur Cia. Ltda.
RUC 1791150600001

Cotización

Quito, Septiembre 04 del 2008

Cotización N°061-08

Atención: Srta. Diana Jaramillo

Presente

Ref: Equipo de encofrado para paredes portantes

Por medio de la presente le envío el costo del elemento en referencia.

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	Peso aprox. Kg / und	Peso TOTAL aprox. Kg	VALOR UNIT. / und	VALOR TOTAL
TABLERO DE PARED	M2	149.43	27.8	4154.14	\$94.56	\$14,130.05
ESQUINEROS INTERIORES DE PARED	ML	27.3	7.69	210.02	\$70.62	\$1,927.93
ESQUINEROS EXTERIORES DE PARED	ML	28	4.15	116.27	\$14.81	\$414.62
TAPA PARA PARED DE 10 cm	ML	2.1	6.8	14.29	\$90.65	\$64.79
TAPA PARA PARED DE 12 cm	ML	34.45	9.92	361.67	\$32.68	\$1,191.04
ORILLEROS LONGITUDINALES	ML	40.13	11.77	472.33	\$69.16	\$2,775.23
ORILLEROS ESQUINEROS INTERNOS	ML	28.66	11.77	337.33	\$69.16	\$1,982.01
ORILLEROS ESQUINEROS EXTERNOS	ML	2	11.77	23.54	\$69.16	\$138.31
TABLEROS DE LOSA	M2	34.82	27.8	1023.73	\$92.04	\$3,389.35
SEGUROS HELICOIDALES	UND	1500	0.37	547.5	\$1.54	\$2,304.00
CORBATAS PARA PARED DE 12 cm	UND	350	0.16	56	\$1.75	\$613.20
PORTALINEADORES	UND	130	0.49	63.7	\$5.11	\$664.56
ALINEADORES 680 x 270 cm	UND	22	7.72	169.88	\$20.09	\$441.94

VALOR TOTAL DE LA OFERTA: \$30,037.04 + IVA

PESO TOTAL DE EQUIPO DE ENCOFRADO 7550.39Kg

LOS COSTOS NO INCLUYEN IVA.

Especificaciones Generales:

- Equipo de encofrado (Tableros de pared, losa, orilleros y esquineros internos) diseñado y construido con perfiles estructurales como son: platina laminada en caliente 50x6 mm, tubo estructural 50x25x2 mm. Revestidos con plancha duratriplex con revestimiento fenólico doble lado.
- Los esquineros exteriores de pared fabricados en angulo laminado en caliente de 50x50x6mm.
- Las tapas de encofrado fabricadas en plancha de tool negro de 3 mm de espesor y reforzadas con angulo laminado en caliente de 25x25x3 mm.

Dirección: Av. Simón Bolívar e Interoceánica Km 4 1/2
Tel: 289-8739_Ext. 04 Fax.: 2898740
Quito - Ecuador

- Los seguros helicoidales fabricados en varilla lisa de 12 mm, con pasador de varilla lisa de 15 mm.
- Las corbatas fabricadas en lámina de acero de 2mm de espesor, diseñadas con 1 agujero adicional para desencofrar.

N° DE USOS QUE SE LOS PUEDA DAR AL EQUIPO DE ENCOFRADO.

La durabilidad de las formaletas, ha sido evaluada a nivel teórico y práctico, por este motivo, si se cumple con las normas de aseo y mantenimiento recomendadas, pueden durar muchos más de lo que detalla a continuación.

TIPOS DE FORMALETA: de pared - de losa- tapa muro o dintel- esquinero de muro- orilleros longitudinales: Si el mantenimiento en cuanto a aseo, y manipuleo es el adecuado en obra, estos elemento resisten mucho más de 100 usos; para proceder a voltear la madera de recubrimiento para ocupar su doble lado.

Orilleros esquineros de losa: debido a los severos trabajos de desencofre a que son sometidas estas partes, es necesario revisarlos cada 50 usos, para chequear que no exista fisuras o desviaciones en su ángulo.

Seguros de encofrado: por su particular trabajo, recomendamos revisar su nivel de ajuste cada 500 usos estos se deben reajustar cerrándolos un poco con una prensa mecánica o de banco.

Corbatas: se deben revisar cada 350 usos, verificando que se hayan deformado los agujeros. Reemplazar las malas pues de lo contrario se incrementará el espesor del muro.

Porta alineadores: estos elementos no son sometidos a grandes esfuerzos de trabajo, sin embargo deben ser revisados cada 250 usos para comprobar su estado y alineamiento.

Forma de pago: 70 % anticipo, 30 % contraentrega

Plazo de entrega: La totalidad: 40 días laborables, o en entregas parciales a convenir.

Lugar de entrega: Planta de Presur.

Atentamente,

Ing. Darwin Calupíña

Celular: 092042483

Presur Cia. Ltda.

RUC 1791150600001

Cotización

Quito, Septiembre 04 del 2008

Cotización N°062-08

Atención: Srta. Diana Jaramillo

Presente

Ref: Equipo de encofrado para muros

Por medio de la presente le envío el costo del elemento en referencia,

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	Peso aprox. Kg / und	Peso TOTAL aprox. Kg	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
TABLERO DE PARED	M2	238.8	27.8	6638.64	\$94.56	\$22,560.93
SEGUROS HELICOIDALES	UND	1500	0.37	547.5	\$1.54	\$2,304.00

VALOR TOTAL DE LA OFERTA: \$24,884.93 + IVA

PESO TOTAL DE EQUIPO DE ENCOFRADO 6638.64 Kg

Forma de pago: 70 % anticipo, 30 % contraentrega

Plazo de entrega: La totalidad: 25 días laborables, o en entregas parciales a convenir.

Lugar de entrega: Planta de Presur.

Atentamente,

Ing. Darwin Calupiña

Celular: 092042483

Dirección: Av. Simón Bolívar e Interoceánica Km 4 1/2

Tel: 289-8739 Ext. 04 Fax: 2898740

Quito - Ecuador

ANEXO 6
DIAGRAMA DE BARRAS Y CURVA VALORADA
PROYECTO No. 1 Y PROYECTO No. 3

