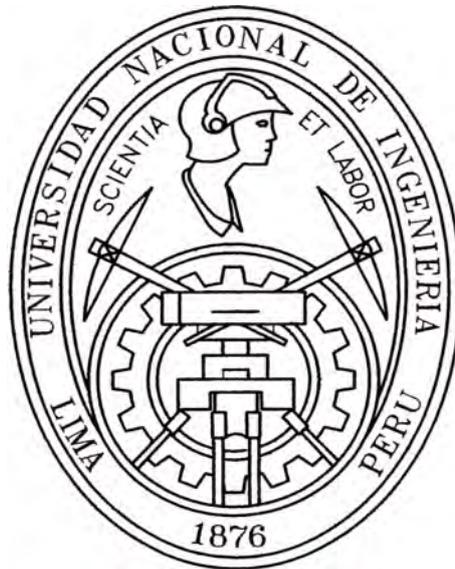


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA
“RESIDENCIAL PRADO ALTO”**

**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO Y
ZAPATAS DE CIMENTACION**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Omar Caballero Sanchez

Lima- Perú

2009

Dedicatoria:

*“A Víctor e Isabel, mis padres, que a ellos les debo todo
cuanto soy...”*

*“A Jaime y Mirena, mis hermanos, por ser siempre un gran
apoyo en mi vida”*

ÍNDICE

RESUMEN	2
LISTA DE TABLAS	3
LISTA DE FIGURAS	4
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	6
INTRODUCCIÓN	8
CAP. I: RESUMEN EJECUTIVO	9
CAP. II: PREDIMENSIONAMIENTO	20
2.1. Pre dimensionamiento de Vigas	20
2.2. Pre dimensionamiento de Columnas	21
2.3. Pre dimensionamiento De Placas O Muros De Concreto	23
CAP. III: DISEÑO	24
3.1. Análisis por flexión	25
3.2. Viga rectangular balanceada	27
3.3. Análisis de vigas rectangulares	29
3.4. Comportamiento de Vigas bajo fuerza cortante	30
3.5. Resistencia a cortante formato del reglamento	31
3.6. Resistencia al corte aportado por el acero transversal	33
3.7. Control de deflexiones	34
3.8. Cortante en vigas y losas en una dirección	38
3.9. Evaluación de ancho de Grietas	41
3.10. Análisis en Flexo compresión	46
3.11. Interacción de carga axial y momento	46
3.12. Análisis de columnas cortas sometidas a flexo compresión	48
3.13. Refuerzos máximo y mínimo en columnas	51
3.14. Espaciamiento de estribos según la NTE 060	51

CAP. IV: CIMENTACION	52
4.1. Zapatas de cimentación.	52
4.2. Consideraciones para el diseño	54
CONCLUSIONES	59
RECOMENDACIONES	60
BIBLIOGRAFÍA	61
ANEXOS	62

RESUMEN

El presente informe de suficiencia corresponde al proyecto inmobiliario de vivienda “conjunto Residencial Prado Alto” ubicado en las intersecciones de las avenidas Tomás Valle y Beta, frente a la Av. San Germán, Urb. El Trébol III Etapa, Distrito de los Olivos, Provincia de Lima y Departamento de Lima.

Con el presente informe se muestra el uso de las herramientas necesarias para realizar el diseño en concreto armado de los elementos estructurales tanto de vigas, columnas, muros y zapatas de cimentación para un proyecto inmobiliario o uno similar donde predomina el uso del concreto armado en toda la edificación.

En el primer capítulo, se muestra de los aspectos generales del proyecto, los parámetros normativos otorgados por la Municipalidad Distrital, además de hacer una breve descripción del área y la cantidad de los departamentos en cada torre.

En el segundo capítulo, se muestra del pre-dimensionamiento tanto de vigas y columnas para un proyecto inmobiliario o similar

En el tercer capítulo, se realiza el diseño de los elementos a flexión, así como el diseño de los elementos a flexo-compresión, el diagrama de interacciones y la verificación de la cuantía mínima que debe tener un elemento estructural.

Finalmente en el cuarto capítulo, se realiza el diseño de zapatas aisladas y el diseño de cimiento corrido.

LISTA DE TABLAS

CAPITULO I:

RESUMEN EJECUTIVO

Tabla 1.1 Cuadro Del Número De Departamentos por Departamento	13
---	----

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

Tabla 2.1. Valores de "P" y "n" para el pre dimensionamiento de columnas.	22
---	----

CAPITULO III

DISEÑO

Tabla 3.1. Ancho permisible para el control de grietas	43
--	----

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO I:

RESUMEN EJECUTIVO

FIG 1.1 Niveles de cada Edificación del Conjunto Residencial	14
FIG 1.2 Modelo Matemático de la Torre Beta	16

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

Fig. 2.1. Viga cualquiera y su área tributaria	21
Fig. 2.2. Columna típica y su área tributaria	23

CAPITULO III

DISEÑO

Fig. 3.1 Par resistente interno de una viga	25
Fig. 3.2. Esfuerzos de compresión conforme la viga se acerca a la falla en tensión	26
Fig. 3.3. Variación de los esfuerzos de compresión conforme la viga se aproxima a la falla por compresión	27
Fig. 3.4. Viga balanceada (a) Deformaciones unitarias (b) esfuerzos (c) Esfuerzos equivalentes y fuerzas	28
Fig. 3.5. Prisma de esfuerzos de compresión del reglamento (a) Distribución de Esfuerzos probables (b) modelo simplificado para cálculos	29
Fig. 3.6. Viga típica bajo una carga uniforme	30
Fig. 3.7. Trayectoria de esfuerzos principales de una viga isotrópica homogénea	31
Fig. 3.8 Estribos verticales	32
Fig. 3.9. Notación empleada para la determinación de la resistencia al corte aportado por el refuerzo transversal	32
Fig. 3.10 Algunas fórmulas para el cálculo de deflexiones en vigas de material elástico	35
Fig. 3.11. Una columna cuadrada tiende a cortar una pirámide en una zapata	38
Fig. 3.12. Secciones pseudocríticas en tensión diagonal en losas apoyadas directamente sobre columnas y en zapatas	39
Fig. 3.13. Esfuerzos de corte alrededor de las columnas que reciben momentos flectores	40
Fig. 3.14. Profundidad del concreto en tensión	42

Fig. 3.15. Tipos de columnas (a) Pedestal de concreto simple (b) Columna con estribos (c) Columna con refuerzo en espiral o zunchada (d) Columnas compuestas cuatro tipos	44
Fig. 3.16. Comparación de las deformaciones unitarias en columnas con estribos y columnas con refuerzo en espiral	45
Fig. 3.17. Diagrama de interacción de la columna para una columna dada	46
Fig. 3.18. Diagrama de interacción de una sección rectangular con refuerzo simétrico	47
Fig. 3.19. Sección rectangular analizada en esta sección	49
Fig. 3.20. Tipos de fallas de columnas	49

CAPITULO IV

DISEÑO DE ZAPATAS DE CIMENTACION

Fig. 4.1. Diferentes tipos de cimentación	52
Fig. 4.2. Falla por tensión diagonal de la zapata	52
Fig. 4.3. Parámetros empleados para la determinación de la capacidad portante neta del terreno	56
Fig. 4.4. Sección crítica para el diseño del corte por flexión	57
Fig. 4.5. Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento	58

LISTA DE SIMBOLOS

- Ab Área de una barra individual de refuerzo.
- Ac Área del núcleo de una columna reforzada con espiral, medida al diámetro exterior de la espiral.
- Ag Área total de la sección transversal.
- As Área del refuerzo en tracción.
- Ast Área total del refuerzo en una sección.
- Av Área del refuerzo por cortante.
- A's Área del refuerzo en compresión.
- a Profundidad del bloque rectangular equivalente de refuerzos de compresión en el concreto.
- b Ancho de la cara en compresión del elemento.
- b₀ Perímetro de la sección crítica para la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento).
- bw Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, para el diseño por corte.
- c Distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro.
- d Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del acero en tracción.
- db Diámetro nominal de la barra.
- d' Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en compresión.
- Ec Módulo de elasticidad del concreto.
- Es Módulo de elasticidad del refuerzo.
- f_y Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo.
- f'c Resistencia especificada del concreto a la compresión, en kg/cm². Cuando esta cantidad aparezca bajo el signo de un radical, el resultado estará kg/cm².
- h Peralte total del elemento.
- I_g Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal, sin considerar el refuerzo
- K Factor de longitud efectiva para elementos en compresión
- L Longitud de la viga ó losa armada en una dirección, longitud voladizo.
- l_c Distancia vertical entre apoyos.

- ld Longitud de desarrollo o de anclaje.
- le Longitud de empalme por traslape.
- ln Luz Libre del elemento.
- Mn Momento modificado.
- Mu Resistencia requerida con respecto al momento flector. También denominado momento último o momento de diseño.
- Pb Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.
- Pc Carga crítica de pandeo.
- Pn Resistencia nominal a carga axial a una excentricidad dada.
- Pu Resistencia requerida con respecto a la carga de compresión. También denominada carga axial última.
- ρ Cuantía del refuerzo en tracción (A_s/bd).
- ρ_b Cuantía del refuerzo que produce la condición balanceada.
- ρ' Cuantía del refuerzo en compresión (A'_s/bd).
- s Espaciamiento centro a centro entre estribos.
- t Espesor del muro.
- Vc Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el concreto.
- Vn Resistencia nominal al corte.
- Vs Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el refuerzo por el refuerzo
- Vu Resistencia requerida con respecto a la fuerza cortante. También denominada fuerza cortante última o de diseño.
- Wu Carga de servicio, por unidad de longitud o de áreas, multiplicada por los factores de carga apropiados o denominados carga factorizada, carga amplificada o carga última
- α Angulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento
- Φ Factor de reducción de carga

INTRODUCCION

En la última década el país tuvo un incremento significativo en el sector de la construcción en el rubro de inmobiliaria por los créditos hipotecarios que facilitan las entidades nacionales como los Bancos, lo que conllevó a desarrollar el proyecto inmobiliario de vivienda "Residencial Prado Alto".

Por otra parte cabe mencionar que siendo testigo de los cambios importantes habidos en la concepción estructural y en el diseño de este tipo de estructuras en concreto armado nace la necesidad de realizar este informe referido al diseño estructural en concreto armado para una edificación multifamiliar, para lo cual se consideró en el modelo estructural del tipo dual (vigas, columnas y placas) para el diseño del presente informe, considerando además la norma E.060 el Reglamento Nacional de Edificaciones referido a Concreto Armado

En las siguientes líneas se tratará de dar un alcance de las herramientas de diseño al lector teniendo los criterios mínimos que se debe considerar para el diseño de un proyecto similar.

CAPITULO I:

RESUMEN EJECUTIVO

1.1. NOMBRE DEL PROYECTO

El proyecto referido se denomina PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA “RESIDENCIAL PRADO ALTO”

1.2. ANTECEDENTES

El aumento demográfico creciente en los últimos años y la asistencia financiera hace que un mayor número de familias accedan a créditos hipotecarios para adquirir una vivienda siendo factores que están impulsando el desarrollo inmobiliario en la ciudad de Lima, haciendo de éste una buena oportunidad de negocio. Teniendo en cuenta el crecimiento comercial que se está desarrollando en el Distrito de Los Olivos, lo cual ha generado un aumento en la demanda de adquisición de viviendas por lo que se ha optado por realizar el proyecto inmobiliario en dicho distrito.

OBJETIVOS:

- Realizar un diseño estructural eficiente cumpliendo con las Normas Técnicas Peruanas y los parámetros urbanísticos del Distrito.
- Brindar seguridad al cliente durante la ocurrencia de un fenómeno sísmico.

1.3. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

El terreno cuenta con áreas habilitadas en todas sus colindancias, teniendo los servicios de agua potable, alcantarillado, telecomunicaciones, alumbrado público y particular, así como las vías perimetrales asfaltadas estando pendiente de ejecución la vía auxiliar sobre la Avenida Tomas Valle. Además tiene fácil acceso ya que se encuentra en la intersección de la Av. Tomas Valle y la Av. Beta en el distrito de Los Olivos, muy próximo a importantes vías de la ciudad de Lima como son la Av. Túpac

Amaru y la autopista Panamericana Norte por la zona este; y la Av. Universitaria por la zona oeste del distrito.

UBICACIÓN

El proyecto arquitectónico del Residencial Prado Alto se encuentra ubicado en la intersección de las avenidas Tomás Valle y Beta, frente a la Av. San Germán, Urb. El Trébol III Etapa, Distrito de los Olivos.

ÁREA DEL PROYECTO:

El Terreno cuenta con 2,715.99 m² de área y 214, 369 m de perímetro, tiene un solo acceso provisional en el frontis que da a la Av. Tomás Valle

LINDEROS:

Por el frente: Av. Tomas Valle en una línea recta que mide 47.82 ml.

Por la derecha: Av. Beta en una línea ligeramente curva que mide 61.48 ml.

Por la izquierda: Con propiedad de terceros, en una línea recta de 52.69 ml.

Por el fondo: Jr. Tomás Catarí en una línea recta de 52.40 ml.

1.4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Para materia de realización del proyecto y verificar el perfil estratigráfico de la zona de estudio en el cual se hará el proyecto se tomaron muestras para su posterior ensayo de laboratorio a fin de determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo. En total se realizaron dos calicatas a cielo abierto ambas a un nivel de profundidad de tres metros. Se realizó la clasificación de suelos en el Laboratorio de la Universidad Nacional de Ingeniería obteniéndose resultados:

% Grava	67.7
% Arena	30.5
% Finos	1.8

Se realizó la clasificación del tipo de suelo según la clasificación SUCS siendo esta del tipo "Gravoso" con una importante matriz de arena; además como el porcentaje

de finos es menor al 5% del peso concluyendo que el material de nuestro terreno es de tipo GP (Grava pobremente graduada)

1.5. ESTUDIOS DE MERCADO

El estudio de mercado sirve para tener una noción clara de la cantidad de consumidores que podrían adquirir los bienes o servicios que se desean vender, dentro de un espacio definido y en un periodo de mediano plazo, así como saber cuál es el precio que el cliente está dispuesto a pagar para obtener el Inmueble materia de estudio. El estudio de mercado indicará dichos aspectos como también el confort de los futuros beneficiarios así como las características de las viviendas corresponden a las que desea comprar. Además, nos dirá qué tipo de clientes son los interesados en el producto; y finalmente, nos dará información acerca del precio apropiado para colocar cada departamento y competir en el mercado, o bien imponer un nuevo precio por alguna razón justificada.

1.6 ASPECTOS ARQUITECTÓNICOS.

Los aspectos Arquitectónicos tienen una relación directa con los parámetros urbanísticos los mismos que son proporcionados por la Municipalidad Distrital al cual pertenece el proyecto. De dichos parámetros se obtienen los siguientes resultados para el proyecto

PARAMETROS URBANISTICOS:

Área de tratamiento normativo: I

Zona: comercio zonal

Uso permisible compatible: CZ

Usos: comercial, conjunto residencial y RDM (multifamiliar)

Densidad neta y bruta: 0.19 hab / m²

Área de lote normativo mínimo: 2 ,715.99 m²

Frente normativo mínimo:

- El frente principal del terreno es de 47.82 ml, hacia la avenida tomas valle.

- El frente lateral derecho del terreno es de 61.48 ml, hacia la avenida beta.
- El frente posterior del terreno es de 52.40 ml, hacia la calle 28.

Coeficiente Máximo De Edificación: 3.52

Porcentaje mínimo de área libre: 1400 m²

Altura Máxima Permisible:

- Av. Tomas valle: **96.75 ml**
- Av. Beta: **46.72 ml**

Retiro Municipal: 1.5 ml en calle/jiron/psje, 3.0 ml en avenida.

- Por la Av. Tomas Valle 5.0 ml
- Por la Av. Beta 3.0 ml
- Por la calle Catari 1.5 ml

Alineamiento De Fachada: no especificado

Espacio de estacionamiento: 80 Und

DE LOS AMBIENTES:

- 97 departamentos (ver tabla 1.1), todos los departamentos cuentan con un mínimo de 90 m² de área techada neta, cuentan en su distribución con cocina, lavandería, sala comedor, un pasadizo de distribución, 2 dormitorios, estudio, 2 baños completos y uno de servicio.
- 63 estacionamientos distribuidos en el sótano a dos desniveles.
- 16 tiendas con servicios incluidos para uso comercial ubicados en la Av. Tomás Valle.
- 16 estacionamientos ubicados en la zona comercial para visitantes.
- 4 depósitos de basura en el sótano.
- Sala de Usos Múltiples (SUM) para realizar reunión de propietarios, cumpleaños, entre otros.

- Área verde interior de 516.89 m².

Nombre	Niveles	Ascensor	Departamentos
Torre Tomas Valle	12	si	44
Torre Beta	10	si	29
Torre Catari	5	no	14
Torre Alfa	5	no	10
total			97

TABLA 1.1 Cuadro Del Número De Departamentos por Departamento

ALTURAS

El Anteproyecto de este edificio multifamiliar se ajusta a las ordenanzas vigentes en las que especifican que al existir una construcción de mayor altura colindante con el terreno en el que se desarrolla el anteproyecto, se permite alcanzar como máximo la misma altura o el promedio de esta altura y la normada por el Certificado de Parámetros correspondiente ver Figura 1.1 para mayor detalle

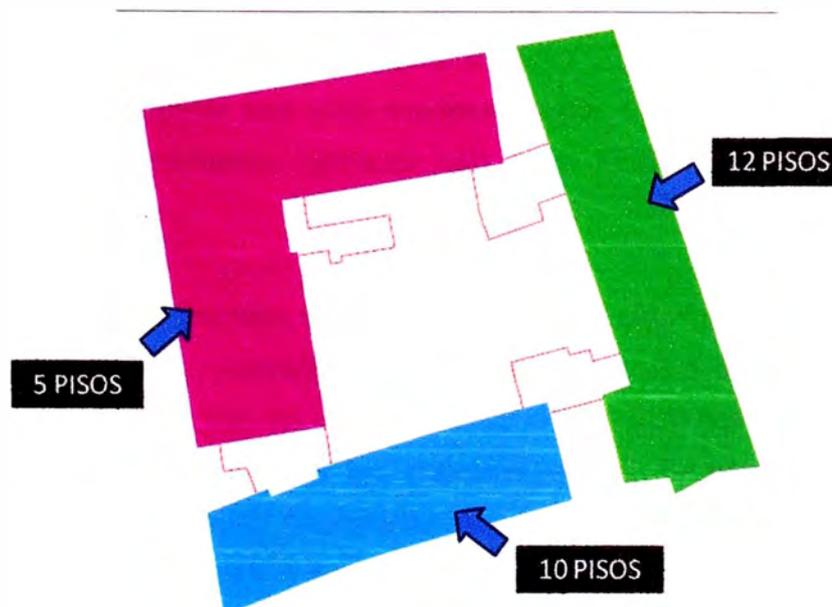


Fig. 1.1 Niveles de cada Edificación del Conjunto Residencial

1.7. ASPECTOS ESTRUCTURALES

El Edificio multifamiliar a desarrollar es la llamada Torre "Beta" y está conformado por un semisótano destinado para estacionamientos y diez niveles de departamentos.

El edificio está conformado por muros de 20 y 25 cm. distribuidos desde el semisótano, placas de 25 cm de espesor, el sistema de techo consiste en losas aligeradas de 25 cm. de espesor, vigas estructurales de 25cmx70cm y 25cmx50cm, además de vigas chatas, ver figura 1.2 el cual se observa una elevación del modelo matemático utilizado con el programa ETABS.

La resistencia del concreto utilizado para los elementos estructurales vigas, columnas y placas fue de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo de fluencia del acero fue de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO

El modelo matemático correspondiente al Edificio "Torre Beta". En dicho modelo los elementos viga y columna han sido modelados con elementos tipo barra, mientras que los muros de concreto armado han sido modelados con elementos tipo membrana.

Las cargas consideradas han sido las estipuladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, considerándose para la carga muerta el peso de los elementos estructurales con su respectiva densidad, 100 kg/m^2 de tabiquería móvil, 100 kg/m^2 de acabados; y para las sobrecargas se consideró 200 kg/m^2 en las áreas correspondientes a los departamentos, y una sobrecarga de 100 kg/m^2 en la azotea. Para los corredores o pasadizos se consideró 200 kg/m , los alféizares y otros muros cortos fueron considerados como carga muerta.

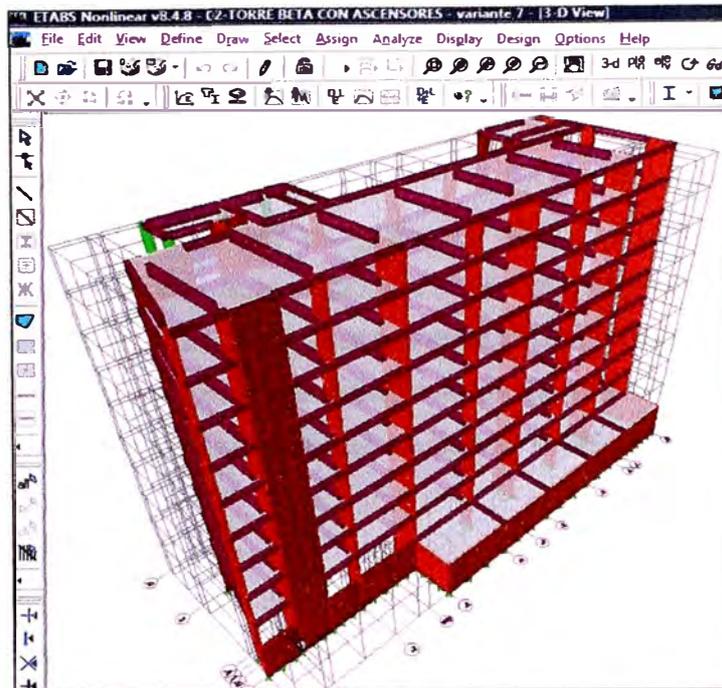


FIG 1.2 Modelo Matemático de la Torre Beta

1.8 INSTALACIONES ELÉCTRICAS

Comprenderá la ejecución de los diversos componentes eléctricos desde el Sótano hasta la Azotea de la edificación.

SUMINISTRO ELÉCTRICO

Cuenta con la dotación de los siguientes suministros:

Veintinueve suministros trifásicos para cada uno de los departamentos con una carga a contratar de 12 kw. a la tensión de 220 V, 60 Hz.

Un suministro trifásico con una carga a contratar de 30 Kw para las cargas de servicios generales (TSG).

Un suministro trifásico con una carga a contratar de 22 Kw para las cargas de Bombas Contra Incendio generales (STBCI).

ALIMENTADORES ELÉCTRICOS

Cables alimentadores del tipo THW (fases) y TW (tierra)

TABLEROS DE DISTRIBUCIÓN

Los cuales estarán constituidos por un gabinete metálico, con puerta, cerradura, barras de cobre e interruptores automáticos del tipo termo magnético, interruptores diferenciales, contadores electromagnéticos, interruptores horarios, etc.

Los tableros tienen la función de servir como medio de maniobra y protección de los alimentadores y los circuitos derivados que se tienen en el edificio.

CIRCUITOS DERIVADOS

Desde cada uno de los tableros proyectados, se ha previsto la instalación de los diferentes circuitos derivados de alumbrado, tomacorrientes, etc., los cuales estarán constituidos por tuberías de plástico pesado, alambres del tipo TW y accesorios diversos y se instalarán en forma empotrada en los techos, paredes y pisos del edificio.

SISTEMA DE PUESTA A TIERRA

Se ha previsto la ejecución de cuatro (4) sistemas de puesta a tierra, esto es uno para cada banco de medidores, el cual tendrá la finalidad de servir como medio de protección de las posibles corrientes de falla que se tengan en el edificio.

SISTEMA DE TELÉFONO EXTERNO

Se ha previsto la ejecución de un sistema de electro ductos constituidos por tuberías de plástico, cajas de fierro galvanizado, etc., los cuales tendrán la finalidad de facilitar el tendido de los cables telefónicos a cada uno de los departamentos.

SISTEMA DE TELEVISIÓN POR CABLE

Se ha previsto la ejecución de un sistema de electro ductos constituidos por tuberías de plástico, cajas de fierro galvanizado, etc., los cuales tendrán la finalidad de facilitar el tendido de los cables de televisión a cada uno de los departamentos.

PRUEBAS

Antes de la colocación de los artefactos de alumbrado y demás equipos se efectuarán pruebas de resistencia de aislamiento en toda la instalación.

La resistencia, medida con megómetro y basada en la capacidad de corriente permitida para cada conductor, debe ser por lo menos:

- a) Para circuitos de conductores de sección hasta 4 mm^2 : 1'000,000 Ohmios.
- b) Para circuitos de conductores de secciones mayores de 4 mm^2 de acuerdo a la siguiente consideración:
 - 21 a 50 Amp. Inclusive 250,000 Ohmios
 - 51 a 100 Amp. Inclusive 125,000 Ohmios
- c) Los valores indicados se determinarán con el tablero de distribución, porta fusibles, interruptores y dispositivos de seguridad en su sitio.
- d) Cuando estén conectados todos los porta fusibles receptáculos, artefactos y utensilios, la resistencia mínima para los circuitos derivados que dan abastecimiento a estos equipos deberán ser por lo menos la mitad de los valores indicados anteriormente.

1.9 INSTALACIONES SANITARIAS

En el desarrollo del presente proyecto se utilizo las Normas y Reglamentos oficiales y son los siguientes:

- Nuevo Reglamento de Construcción y Vivienda – Capítulo destinado a Conjuntos Residenciales y del capítulo de instalaciones sanitarias
- Normas Técnicas de la N. F. P. A. para la instalación de los Sistemas de Protección e Agua Contra Incendio y del Reglamento de Vivienda y Construcción
- Normas Técnicas sobre los tipos de tuberías

DOTACIÓN DE AGUA CONTRA INCENDIO

Volumen de agua contra incendio 25 m³ adicionales almacenados en cada cisterna de la edificación que sobrepase los 15 metros de altura, para este caso son las Torres Tomas Valle y Torre Beta

ALMACENAMIENTO DE AGUA FRÍA

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones se utiliza el sistema indirecto, es decir no directamente de la presión de la red pública. Este sistema permite el almacenamiento de agua en una cisterna y un tanque elevado y las presiones son más constantes.

Dimensiones de la cisterna:

Torre Tomas Valle: estará ubicada en la esquina de dicha avenida con la Av. Beta sus dimensiones son 6.2 m. por 3.8 m. teniendo una altura libre de 40 cm .con un cuarto de máquina de 9.3 m² teniendo acceso desde el sótano de estacionamiento.

Torre Beta: La cisterna estará ubicada al lado de la rampa de acceso al sótano en la esquina de dicha avenida con el Jirón Catarí siendo sus dimensiones 3.5 m. x 4.6 m. Y teniendo un cuarto de máquina o cámara seca de 6.5 m² teniendo acceso desde el estacionamiento de visitas por una escalera de gato.

Torre Catarí: La cisterna se encuentra en la esquina de los bloques A y B siendo sus medidas 3.0 m. por 2.8 m., el cuarto de máquinas tiene 5.9 m² y el acceso es por el sótano. La altura de borde libre para todas las cisternas será de 40 cm.

Así mismo el reglamento define el volumen de los tanques elevados como un tercio de la dotación de litros por día de consumo siendo el volumen mínimo 1 m³. La ubicación de los tanques elevados será sobre las cajas de las escaleras las cuales estarán alejadas de la fachada es decir en la cara interior del conjunto residencial.

AGUA CALIENTE

Para satisfacer la necesidad del uso de agua caliente se proyectó calentadores en cada departamento. Teniendo en cuenta la Dotación de Agua Caliente de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones para el número de dormitorios por vivienda la dotación será 390 litros/día.

La capacidad de almacenamiento de tanque será $1/5$ de la dotación diaria. Por lo tanto para nuestro proyecto será aproximadamente 80 litros. La capacidad horario de producción del equipo de agua caliente será $1/7$ de la dotación diaria, para el presente proyecto de vivienda será 60 litros /h.

DESCARGA AL COLECTOR PÚBLICO

Se ha previsto la instalación de tres conexiones domiciliarias cada uno de 6" de diámetro con descarga al colector público ubicado en las redes de la Avenida Tomas Valle.

RED DE VENTILACIÓN

Se instalará una red de recolección de ventilación en todos los aparatos sanitarios con salida en los puntos más altos de la Torre, los cálculos del diámetro de las redes de ventilación está en relación a las unidades de servicios se indican en los planos de diseño.

SISTEMA CONTRA INCENDIO

El Proyecto Inmobiliaria de Vivienda Conjunto Residencial Prado Alto contará con un sistema hidráulico de prevención de agua contra incendio mediante el uso de gabinetes, rociadores automáticos, volumen de almacenamiento incluido en las cisternas de agua de Torre Tomas Valle y Torre Beta, equipos de bombeo y empalmes al exterior mediante siamesas.

Para la distribución del agua contra incendio hacia los gabinetes se ha proyectado un sistema de alimentadores, cuyas tuberías serán de material acero SCH-40.

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas se dimensionan generalmente considerando el área tributaria (ver fig. 2.1) y un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

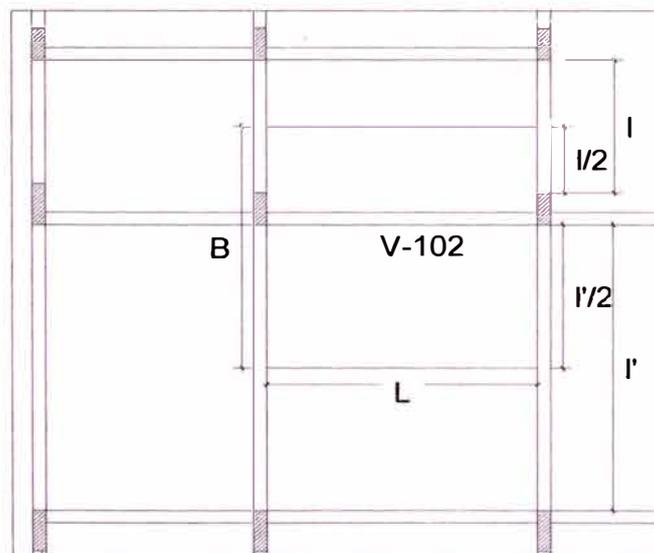


Fig. 2.1. Viga cualquiera y su área tributaria

Respecto al ancho esta puede variar entre 0.3 a 0.5 de altura. La Norma Peruana de Concreto Armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm para el caso que estas formen parte de pórticos de elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado. Esta limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 o 20 cm.) si se trata de vigas que no forman pórticos.

$$h = \frac{L}{12}$$

L= luz de la viga
h=Peralte de la viga

$$b = \frac{B}{20}$$

b=Ancho de la viga
B=Ancho tributario

Donde:

Las vigas denominadas "secundarias", porque no cargan la losa de los pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo; sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos de Sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte pues además se está perdiendo rigidez lateral en esa dirección.

El objetivo es estructurar considerando rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, y por lo tanto debe disponerse vigas peraltadas en las dos direcciones, a menos que se haya considerado un número importante de placas en la dirección secundaria (trabajando como muros en voladizo) con lo cual se podría disponer de vigas chatas.

Actualmente es común considerar vigas de igual peralte en las dos direcciones de la edificación, aumentando en algunos casos el ancho para el caso de las vigas principales.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cual de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Si se trata de edificaciones con un buen número de pisos, tal que se pueda advertir que la carga axial es importante con relación al momento, se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f_c$. (Ref. bibliográfica 1)

Si se trata de edificaciones de pocos pisos y de luces importantes, es posible que los momentos produzcan excentricidades importantes y se busque una sección con más peralte para la dirección donde el momento es crítico.

Actualmente la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo que permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a sismo.

En base a todo lo indicado se puede recomendar los siguientes criterios de dimensionamiento: (Ver tabla 2.1 y figura 2.2)

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna Interior N<3 pisos	P=1.10 P _G n=0.3
Tipo C2 (para los últimos 4 pisos superiores)	columna Interior N> 4 pisos	P=1.10 P _G n=0.3
Tipo C2,C3	Columnas externas de pórticos exteriores	P=1.25 P _G n=0.25
Tipo C4	columna en esquina	P=1.50 P _G n=0.20

Tabla 2.1. Valores de "P" y "n" para el pre dimensionamiento de columnas.

$$A = \frac{P}{n * f'c} \tag{2.3}$$

Donde:

PG = Debido a carga de gravedad que soporta la columna

P = Debido a cargas de sismo

n = Valor que depende de tipo de columna y se obtiene con la tabla 2.1

f_c = Resistencia del concreto a la compresión simple

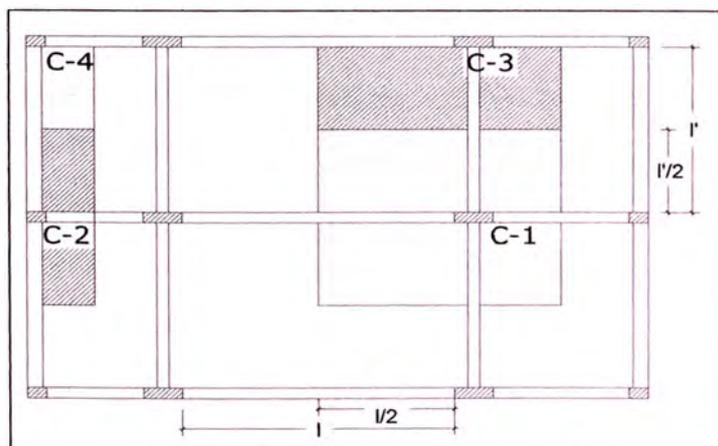


Fig. 2.2. Columna típica y su área tributaria

También existe el pre dimensionamiento de columnas usando el criterio de área tributaria (*Ref. Bibliográfica 6*)

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS DE CONCRETO

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomaran un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando mas a los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100%; del cortante sísmico.

Sin embargo, el considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtengan deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es ideal combinar placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con lo cual se puede obtener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación.

Las placas pueden hacerse de un mínimo 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm en el caso de edificios de pocos pisos y de 20,25 o 30 cm. conforme aumentemos el número de pisos o disminuycamos su densidad.

En el Perú se han proyectado una serie de edificaciones de hasta 20 pisos considerando placas de espesor igual a 25 cm considerando longitudes apreciables de estas; si por el contrario existieran pocas placas en una dirección, es probable que se requiera de espesores mayores como 40, 50 o 60 cm.

La evaluación final de la longitud de placas tendría que ser hecha por el Ingeniero Estructural luego de realizar un análisis sísmico, pues es difícil poder indicar una recomendación general.

CAPITULO III

DISEÑO

3.1. ANALISIS POR FLEXION

Par resistente en una viga

Las leyes de la estática demuestran que un momento flexionante externo sobre cualquier viga debe ser resistido por esfuerzos internos, los cuales se pueden indicar como una tensión resultante T y una compresión resultante C . A menos que exista carga axial, la suma de fuerzas horizontales indica que T debe ser igual a C y que juntas forman un par. En una viga de concreto reforzado se supone que el acero de refuerzo soporta toda la tensión T y por lo tanto T se localiza al nivel del acero. La fuerza de compresión C es la resultante de los esfuerzos de compresión que actúan en alguna porción del peralte de la viga y, como consecuencia, su localización no se determina únicamente por medio de la estática. Suponiendo que la distancia de separación entre las fuerzas T y C es el valor de " z " como se indica en la figura 3.1 el cálculo de dicho valor de " z " se realizará más adelante

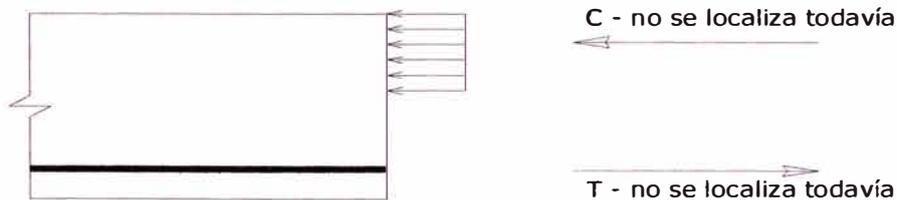


Fig.3.1 Par resistente interno de una viga

Por otra parte el acero que queda debajo del acero es principalmente de protección al acero, para protegerlo del fuego y la humedad

Fallas de tensión y compresión debido al momento flexionante.

Las vigas pueden fallar por momento flexionante debido a la debilidad del acero a tensión o a la debilidad del concreto a compresión. La mayor parte de las vigas son más débiles en el acero de refuerzo que en el concreto a compresión. Tanto el Reglamento como el aspecto económico requieren tal diseño.

Estas vigas fallan bajo una carga ligeramente mayor que la que hace que $T = f_y A_s$ donde f_y es la resistencia en el límite elástico aparente del acero y A_s es el área del acero. Como $f_y A_s$ normalmente representa toda la resistencia útil del acero, una ligera carga adicional en esta etapa hace que el acero se alargue de una manera considerable, por lo que el eje neutro sube y como consecuencia el centro de presiones se mueva hacia arriba, por lo que hay un incremento en el brazo "z" y como consecuencia se reduce el área a compresión por lo que los esfuerzos unitarios de compresión aumentan para mantener casi constante el valor de C, este proceso continúa hasta que el área reducida falla en compresión estos cambios se resumen en el gráfico 3.2

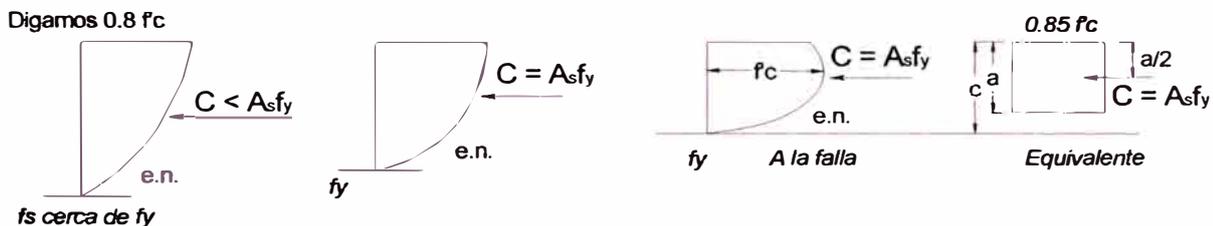


Fig.3.2 Esfuerzos de compresión conforme la viga se acerca a la falla en tensión

Si el concreto alcanza toda su resistencia a la compresión al mismo tiempo que el acero alcanza el esfuerzo de su límite de elástico aparente, se dice que la falla está balanceada, una viga así requiere mucho acero, rara vez resulta económica, y el reglamento no la permite.

Antes de que una viga falle por debilidad a la compresión, los elementos de la parte superior de la viga se acortan de modo considerable bajo la acción de los incrementos finales de la carga, causando que el eje neutro se mueva hacia abajo en la viga. Este movimiento del eje neutro aumenta el área de concreto que soporta la compresión y aumenta en forma importante el valor total de C que puede soportar. El valor muy aumentado de C, se compensa ligeramente con un brazo "z" reducido. Por último el concreto falla repentinamente y con frecuencia en forma explosiva en compresión, y el esfuerzo en el acero permanece por abajo del punto de deformación estos cambios se resumen en el gráfico 3.3. a este tipo de vigas se les denomina sobre reforzadas.

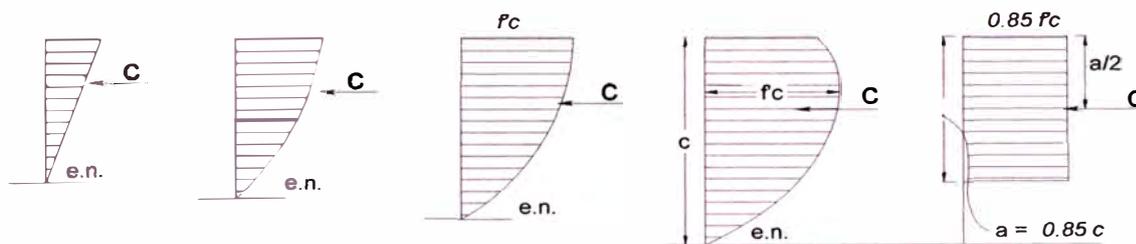


Fig.3.3 Variación de los esfuerzos de compresión conforme la viga se aproxima a la falla por compresión

Para fines de diseño, la distribución real final de esfuerzos se puede reemplazar adecuadamente por un rectángulo equivalente de esfuerzos de intensidad $0.85 f_c$ y de profundidad "a" como se indica en las figuras 3.2 y 3.3 denominado el bloque equivalente de Whitney

3.2. VIGA RECTANGULAR BALANCEADA

El análisis de viga balanceada comienza a partir de los triángulos de deformaciones unitarias en la condición de falla, como se indica en la fig. 3.4 a. La deformación del acero será f_s/E_s y la máxima deformación del concreto es 0.003, que esta conservadoramente de acuerdo a las observaciones hechas en pruebas de laboratorio el eje neutro se puede localizar a partir de una semejanza de triángulo en el triángulo de deformaciones obteniéndose:

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 - f_y / E_s} d \quad (3.1)$$

El planteamiento de la normativa del ACI parte de definir una cuantía $\rho = A_s / db$ equilibrada, la cual originaría un fallo simultaneo del concreto y acero en tracción, en esta normativa el fallo del acero se produce cuando se alcanza el límite de fluencia ϵ_y sin considerar ninguna minoración del acero.

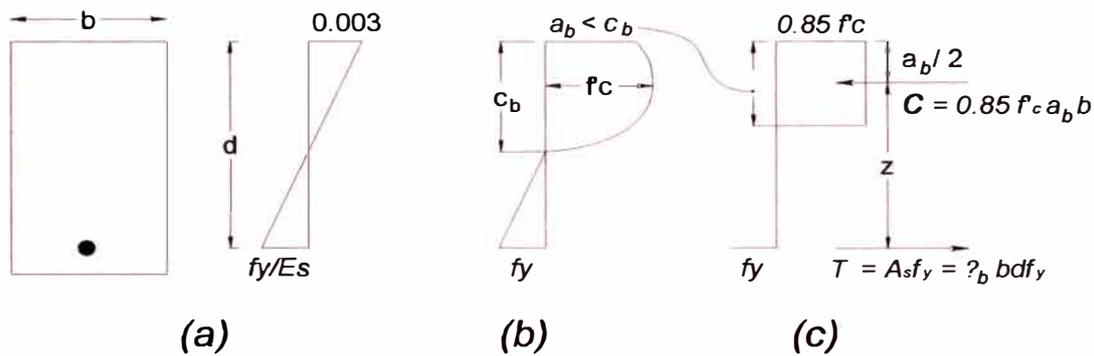


Fig.3.4 Viga balanceada (a) Deformaciones unitarias (b) esfuerzos
(c) Esfuerzos equivalentes y fuerzas

Del equilibrio de la fig. 3.4 c se obtiene:

$$T = C$$

$$A_s f_y = 0.85 f_c a_b b \quad (3.2)$$

Como: $\rho_b = A_s / db$ y utilizando la ecuación (1) se reemplaza en la ecuación (2) y se obtiene:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{0.003}{0.003 - f_y / E_s} \quad (3.3)$$

En donde la relación β_1 representa la relación a/c.

El coeficiente β_1 permite aproximar mejor la resultante obtenida empleando el bloque equivalente de Whitney en función de la resistencia a la compresión del concreto, para una resistencia de 210 kg/cm² este coeficiente es de 0.85, para una resistencia superior a 280 kg/cm², el coeficiente disminuye en 0.05 por cada 70 kg/cm² superior a los 280 kg/cm² el valor mínimo es de 0.65 y corresponde a concretos con resistencia mayores de 560 kg/cm².

Limitación del Acero en tensión

Debido a que una viga balanceada falla en forma repentina en compresión el reglamento limita el refuerzo de tensión a un máximo de 0.75 ρ_b tanto para vigas como para algunas vigas cargadas ligeramente, esto es equivalente de $T=0.75C$ para secciones donde se reduce a solo el 50% de la cuantía equilibrada, así cuando

el refuerzo llega a la cedencia, el concreto aun tendrá aproximadamente una reserva adicional de una tercera parte de su resistencia a compresión. El refuerzo dúctil usual asegura ductilidad en el miembro, con grietas anchas y más deflexiones como una señal de advertencia de que se aproxima a su máxima capacidad del elemento.

3.3 ANÁLISIS DE VIGAS RECTANGULARES

El reglamento solo permite vigas sub reforzadas, donde se establece que la ρ parte de definir A_s/db donde es menor o igual a que $0.75 \rho_b$ donde se obtiene un mayor coeficiente de seguridad contra un fallo frágil, para secciones donde se espera que se desarrolle rotulas plásticas, este límite se reduce a solo el 50% de la cuantía equilibrada. Si $\rho < 0.75 \rho_b$ resulta evidente que la falla primaria de la viga es en tensión, el alargamiento resultante del acero elevará el eje neutro hasta que ocurre la falla secundaria final por compresión.

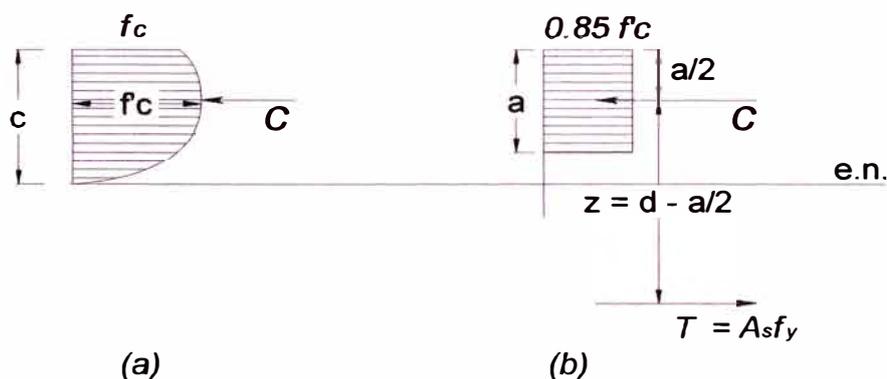


Fig.3.5 Prisma de esfuerzos de compresión del reglamento (a) Distribución de Esfuerzos probables (b) modelo simplificado para cálculos.

Como $T = C$, el momento último se alcanza cuando el área a compresión puede soportar justamente una "C" (compresión) igual a $A_s f_y$ tal y como se indica en la figura 3.5 que es la simplificación del reglamento, donde la compresión se puede evaluar como un prisma equivalente de esfuerzo uniforme de intensidad $0.85 f_c$.

$$\text{Entonces } C = T \text{ se convierte en: } \quad 0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y \quad (3.4)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \quad (3.5)$$

Donde $\rho = A_s f_y$ la distancia entre "C" y "T" es $d - a/2$. Por lo tanto:

$$Mn = A_s f_y (d - a/2) \quad (3.6)$$

Donde Mn es el momento nominal bajo condiciones ideales y el valor de a se encuentra a partir de la relación anterior. El momento de diseño $= \phi Mn = 0.9 Mn$

La cuantía mínima en una sección de concreto armado se obtiene a partir de igualar la resistencia de una sección de concreto sin armadura (claramente considerando su resistencia a tracción) con la resistencia de una sección con armadura mínima.

$$\rho = \frac{14}{f_y} \quad (3.7)$$

Donde f_y se expresa en kg/cm^2

Siendo el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares según las NTP:

$$A_s = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b d \quad (3.8)$$

3.4 COMPORTAMIENTO DE VIGAS BAJO FUERZA CORTANTE

Esfuerzo cortante y tensión diagonal

La mayoría de las fallas, que se denominan fallas por cortante, son fallas por tensión diagonal, y en ocasiones por compresión diagonal. En la figura 3.6 una viga homogénea sometida a una carga uniformemente distribuida

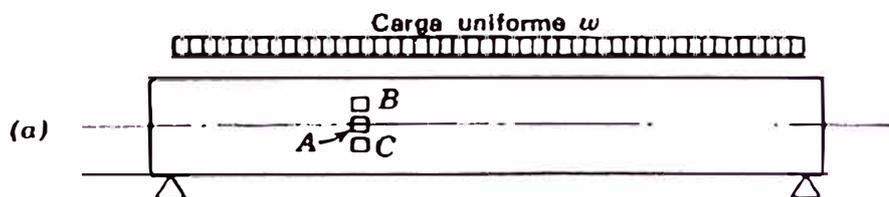


Fig.3.6 Viga típica bajo una carga uniforme

El efecto del peso propio se desprecia para el análisis. Por encima del eje neutro,

los puntos de la sección B están sometidos a esfuerzos de corte y compresión v y σ_x respectivamente, por debajo de él la sección C la compresión es reemplazada por tracción, para cada punto es posible determinar la magnitud y dirección de sus esfuerzos principales (*mayor información ver ref. bibliográfica 6*).

En la figura 3.7 se ilustra la inclinación de esfuerzos principales para el caso de una viga rectangular simplemente soportada y cargada uniformemente. Las trayectorias de los esfuerzos intersectan al eje neutro a 45° .

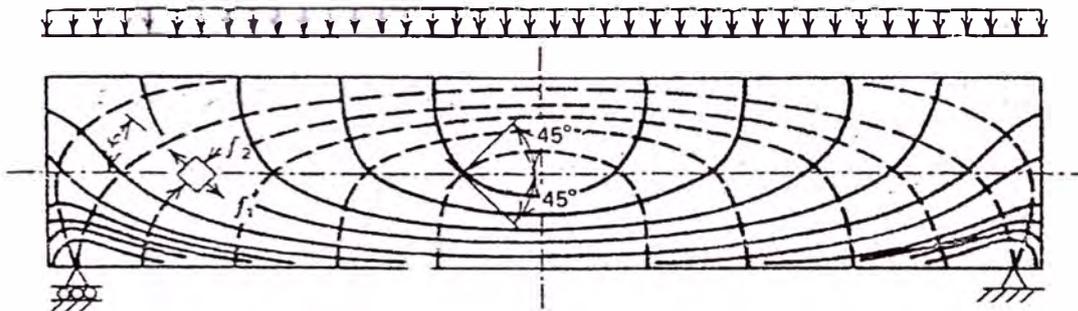


Fig.3.7 Trayectoria de esfuerzos principales de una viga isotrópica homogénea

Cuando los esfuerzos principales de tensión son excesivos, se desarrollan grietas aproximadamente perpendiculares a estas trayectorias de esfuerzo principal de tensión.

3.5 RESISTENCIA A CORTANTE – FORMATO DEL REGLAMENTO

Resistencia a cortante – Según el Reglamento

El reglamento del ACI expresa todo los esfuerzos cortantes permisibles en términos del esfuerzo cortante total permisible. El enunciado básico del reglamento sobre la resistencia a cortante última V_u deberá ser igual o menor que la fuerza cortante de diseño ϕV_n es decir:

$$V_u \geq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Donde:} \quad (3.9)$$

V_c = Resistencia nominal a cortante proporcionalmente por el concreto

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionalmente por el refuerzo (usualmente los estribos)

$$\phi = 0.85$$

Estribos Verticales-Influencia sobre el comportamiento

Para entender como los estribos mejoran el comportamiento de una viga y su resistencia, consideremos al estribo simplemente como refuerzo vertical espaciado a lo largo de la longitud de la viga a distancias no mayores a $0.5d$ centro a centro, bien anclado en la zona de compresión de la viga y por lo regular doblado alrededor de las varillas longitudinales de tensión, como se indica en la Fig. 3.8. Alguno, tendrían que interceptar la grieta de la falla.

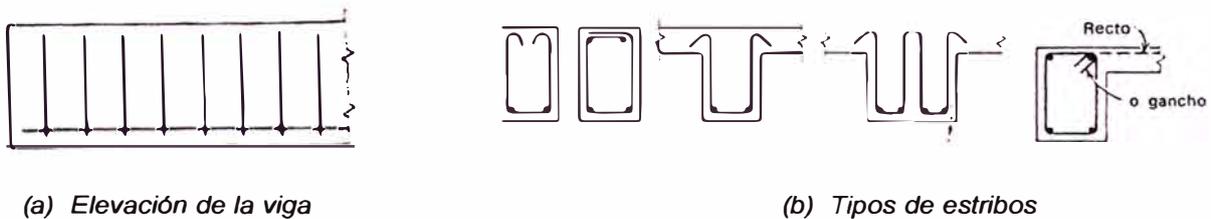


Fig.3.8 Estribos verticales

Antes de que el concreto se agriete, los estribos verticales no soportan esencialmente ningún esfuerzo, Sin embargo, el estribo queda sujeto a tensión cuando la grieta diagonal lo intercepta; y esta tensión controla y limita el avance de la grieta, retardando la falla de la viga hasta que se sujeta a mayores cargas.

3.6 RESISTENCIA AL CORTE APORTADA POR EL ACERO TRANSVERSAL

La resistencia al corte del refuerzo transversal se determina analizando la fuerza ejercida por acero a lo largo de una fisura diagonal como la mostrada en la fig.3.9 el refuerzo está inclinado un ángulo α respecto al eje del elemento y está sometido a su esfuerzo de fluencia además, se asume que la grieta forma un ángulo de 45 con el eje.

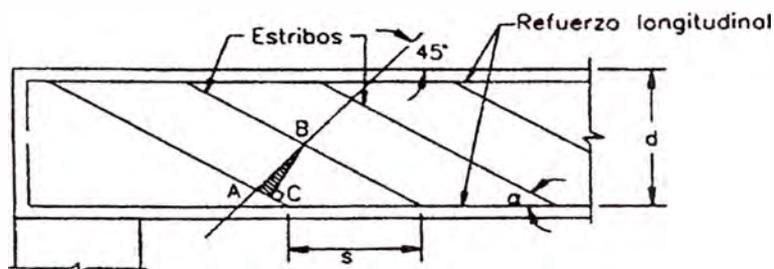


Fig.3.9 Notación empleada para la determinación de la resistencia al corte Aportada por el refuerzo transversal

Del triangulo ABC se plantea:

$$\widehat{ABC} = 45 - \alpha \qquad \overline{BC} = s \cdot \text{sen } \alpha \qquad \overline{AB} = \overline{BC} / \cos \widehat{ABC}$$

Combinando estas expresiones se obtiene:

$$\overline{AB} = \frac{s \cdot \text{sen } \alpha}{\text{sen} 45 (\text{sen } \alpha + \cos \alpha)}$$

El número de estribos o barras dobladas que atraviesa la grieta inclinada es:

$$\# \text{ estribos} = \frac{d / \text{sen} 45}{\overline{AB}} = \frac{d (\cos \alpha + \text{sen } \alpha)}{s \cdot \text{sen } \alpha}$$

Por lo tanto, la fuerza ejercida por los estribos o barras dobladas que atraviesan la fisura es igual a:

$$F_{est} = A_v f_y \frac{d (\cos \alpha + \text{sen } \alpha)}{s \cdot \text{sen } \alpha}$$

Donde A_v : Área de los brazos de un estribo.

La fuerza cortante resistida por los estribos es igual a la componente vertical de la fuerza en ellos, en consecuencia:

$$V_s = F_{est} \text{sen } \alpha = A_v f_y \frac{d (\cos \alpha + \text{sen } \alpha)}{s} \qquad (3.10)$$

Si el refuerzo transversal es perpendicular al eje del elemento $\alpha = 90^\circ$ y la expresión (16) se transforma en:

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s} \qquad (3.11)$$

De acuerdo a las normas la resistencia al cortante V_s no deberá considerarse mayor que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f' c} b_w d \qquad (3.12)$$

Requerimientos mínimos de refuerzo:

La falla por corte es frágil y debe ser evitada siempre. Por ello el código recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal.

El refuerzo mínimo sugerido por el código debe colocarse siempre que:

$$0.5\phi V_c \leq V_u \leq V_c \qquad \text{y es igual a:} \qquad A_{v \min} = 0.2 \sqrt{f' c} \frac{b_w s}{f_y} \qquad (3.13)$$

Pero no será menor que :

$$A_{v \min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (3.14)$$

Donde:

s : Separación del refuerzo transversal

A_v : Área de acero transversal provisto para resistir corte.

Espaciamiento máximo de refuerzo transversal:

Para definir el espaciamiento máximo del refuerzo transversal es necesario considerar que cada fisura diagonal potencial debe ser atravesada por lo menos por una varilla de acero. El reglamento recomienda:

$$s \leq 60 \text{ cm} \quad (3.15)$$

$$s \leq d/2 \quad (3.16)$$

Los espaciamientos máximos precisados en las expresiones: (3.21), (3.22) y son validos siempre que:

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} * d_w d \quad (3.17)$$

En caso que se exceda estos límites, los espaciamientos máximos deberán reducirse a la mitad es decir:

$$s \leq 30 \text{ cm} \quad (3.18)$$

$$s \leq d/4 \quad (3.19)$$

3.7 CONTROL DE DEFLEXIONES:

El control de deflexiones es una etapa muy importante en el diseño de estructuras no solo en el caso del concreto armado. Puede ocasionar el deterioro y a veces inutilización de elementos no estructurales como puertas, ventanas. Cielo rasos, tabiquería. etc. Cuando la estructura es nueva, estos elementos puede funcionar bien, sin embargo después de un tiempo pueden deteriorarse o dejar de funcionar, debido a la deformación con el tiempo que presentan las estructuras de concreto armado. Este es el caso de puertas corredizas que no pueden deslizarse o ventanas que se flexionan en el plano vertical.

En losas, las deflexiones pueden ocasionar la formación de estanques o pequeñas lagunas de agua proveniente de las lluvias o de algún imperfecto en las instalaciones sanitarias.

Cálculo de las deflexiones:

Las deflexiones de los elementos de concreto armado son función del tiempo y por lo tanto pueden ser de dos tipos: instantáneos y a largo plazo, la primera se debe fundamentalmente al comportamiento elástico de la estructura y se producen inmediatamente después de aplicadas las cargas. Las segundas son consecuencia de la contracción del concreto y son ocasionadas por cargas sometidas a lo largo del tiempo. Las deformaciones a largo plazo pueden llegar a ser el doble de las deformaciones instantáneas. En la figura 3.10 se muestran algunas fórmulas para evaluar las deflexiones de elementos prismáticos con diferentes condiciones de apoyo sometidos a diversos estados de carga.

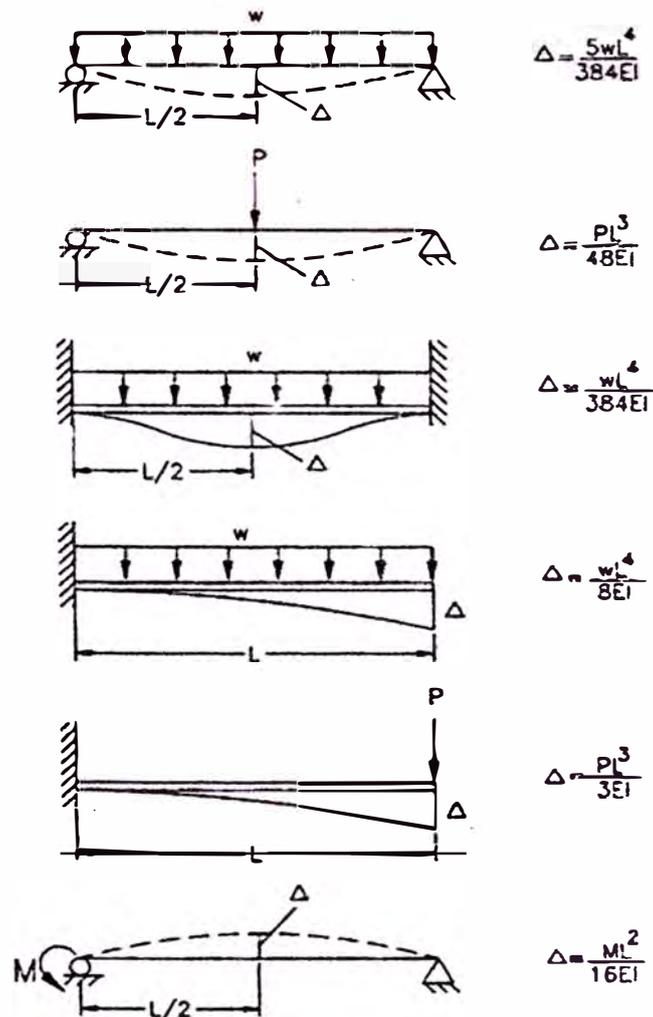


Fig. 3.10 Algunas fórmulas para el cálculo de deflexiones en vigas de material elástico

Branson propuso la ecuación empírica basa en el análisis estadístico de gran número de ensayos para la determinación del momento de inercia efectivo de una sección. El código ACI deriva a partir de ella la siguiente expresión:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (3.20)$$

Siendo:

$$M_{cr} = \text{Momento de agrietamiento} \quad M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$f_r = \text{Módulo de rotura del concreto} \quad f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

I_g = Momento de inercia de la sección total del concreto

y_t = Distancia del eje centroidal a la fibra extrema en tracción

M_a = Momento actuante máximo en un elemento al instante de calcular su deflexión

I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto.

Si $\frac{M_{cr}}{M_a} < \frac{1}{3}$, es aceptable utilizar $I_e = I_{cr}$

Momentos de inercia para simplemente apoyados

Deflexiones a largo plazo

Las deflexiones a largo plazo se ven influenciados por la temperatura, humedad, condiciones de curado, edad del concreto al aplicarle la carga, cantidad de refuerzo a compresión, magnitud de la carga permanente, etc. De estos factores mencionados, uno de los más importantes es la presencia de refuerzo en compresión.

La deflexión a largo plazo se incrementa en los primeros días de aplicación y conforme transcurre el tiempo, tiende a incrementarse a un ritmo cada vez menor. Estas deformaciones son ocasionadas por la carga muerta que resiste la estructura y por aquella parte de la carga viva sostenida durante un periodo suficiente como para permitir el desarrollo de deflexiones considerables.

La deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la contracción de fraguado de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuara permanentemente) por el factor τ que se obtiene por:

$$\tau = \frac{F}{1 + 50\rho'} \quad (3.21)$$

Donde: ρ' es la cuantía del acero en compresión ($\rho = A's/db$) en el centro del tramo para elementos simples o continuos y en la sección del apoyo para elementos en voladizo.

El factor F depende del tiempo e que se desee evaluar la deflexión diferida y podrá tomarse.

F= 1,0 (3 meses)

F= 1,2 (6 meses)

F= 1,4 (12 meses)

F= 2,0 (5 años o más)

La deflexión total será la suma de la deflexión inmediata y la deflexión diferida.

3.8 CORTANTE EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCION

Cuando una losa en dos direcciones se carga fuertemente con una carga concentrada, o cuando una columna se apoya sobre una zapata reforzada en dos direcciones, se forman grietas de tensión diagonal que rodean la carga o la columna. Estas no son visibles en la superficie, excepto cuando son grietas producidas por flexión. Dichas grietas se extienden al área de compresión de la losa y encuentran resistencia semejante a la que se produce en la condición de cortante – compresión la losa o zapata continúa soportando la carga y finalmente falla alrededor y contra la carga o columna, cortando una pirámide como se indica en la Fig. 3.11

El Joint Committee recomendó el cálculo de una sola resistencia a una pseudocrítica distancia de $d/2$ a partir de la cara de la columna u orilla de la carga, como se indica en la Fig. 3.12 Debido a que no existe peligro de falla aparte de la del tipo cortante-compresión (con la grieta diagonal que no es visible en la parte exterior del concreto),

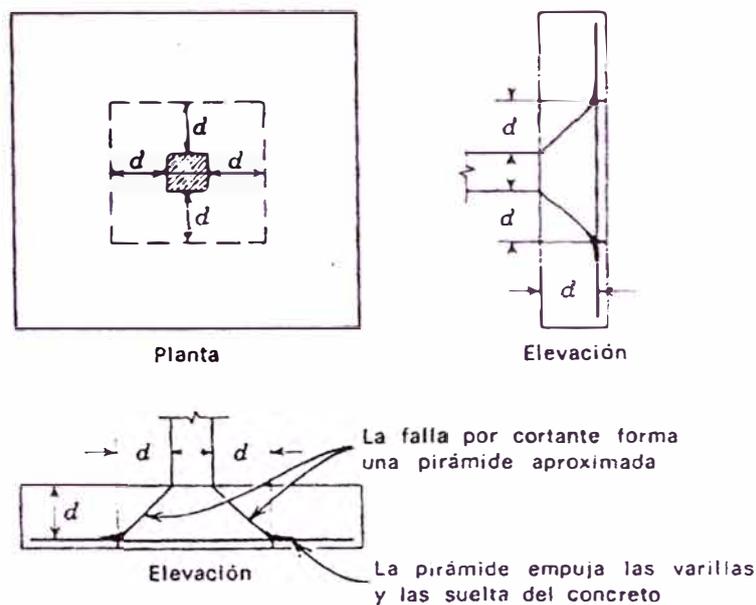


Fig.3.11 Una columna cuadrada tiende a cortar una pirámide en una zapata

$$V_c \text{ permisible} = (2 + 4 / \beta_c) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.22)$$

$V_c \text{ máxima} = 4\sqrt{f'_c} b_o d$, para un β_c desde 2 hasta 1 o menor donde:

β_c = relación del lado largo al lado corto del área cargada o de la relación.

b_o = perímetro del area seudocrítica, como se indica en la fig. 3.13

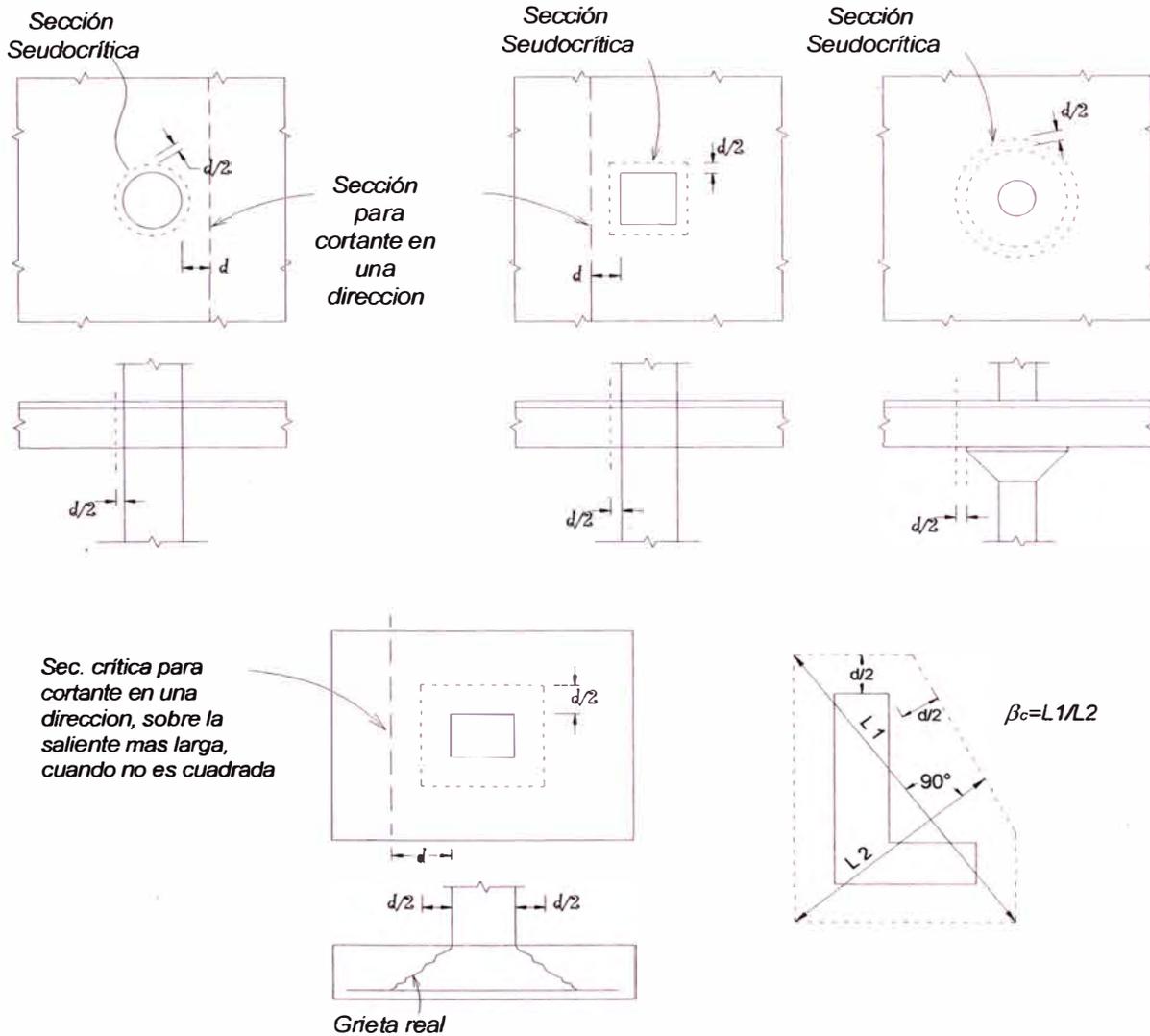


Fig.3.12 Secciones seudocríticas en tensión diagonal en losas apoyadas directamente Sobre columnas y en zapatas

Transferencia de momento entre la columna y la losa:

Otra condición que aumenta localmente el cortante alrededor de la columna en la construcción de losas planas, se presenta cuando se transfiere un momento hacia o desde una columna. El Reglamento requiere un análisis de los cortantes resultantes.

Reconoce que gran parte del momento se transfiere directamente por flexión en la losa (Ver fig. 3.13) y el resto por corte γ_u del momento M_u (transferido) sea usado en los cálculos para cortante:

$$\gamma_u = \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \right) * M_u \tag{3.23}$$

Donde c_1 es el ancho de la columna en la dirección de la franja de losa que resistirá momento por flexión, y C_2 es el ancho en la dirección perpendicular, como se indica. Para una columna cuadrada este momento llega a ser de $0.4 M_u$, que se aplica como una torsión en la losa. El momento flector transmitido por corte de la losa a la columna es igual a $\gamma_v M_u$ donde:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_u$$

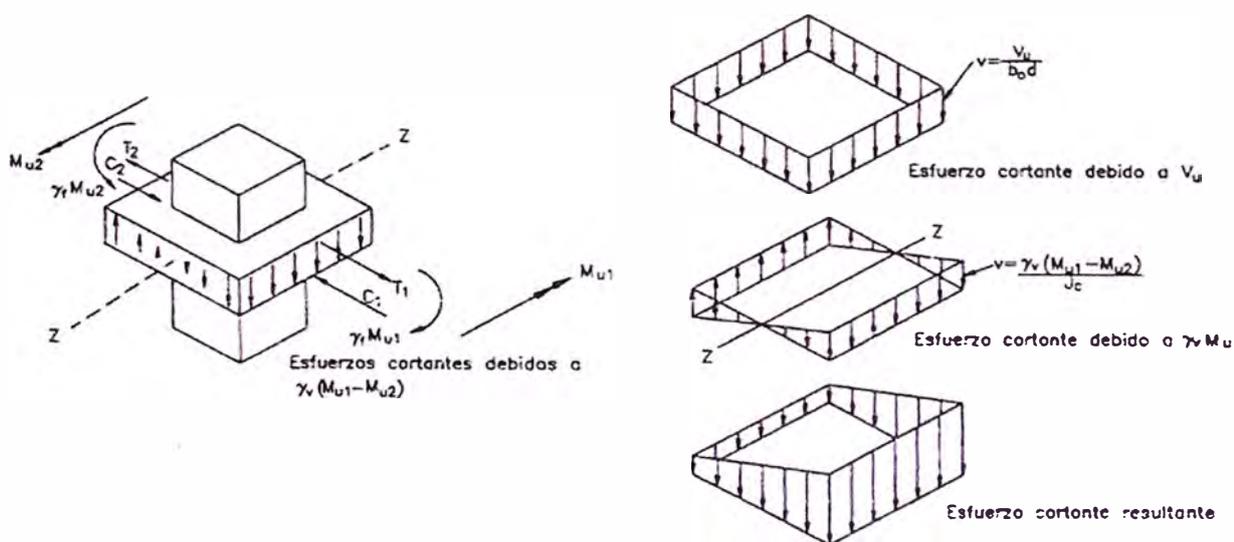


Fig.3.13 Esfuerzos de corte alrededor de las columnas que reciben momentos flectores

El esfuerzo de corte se calcula como:

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J_c}$$

Donde:

V_u : Fza. Cortante de punzonamiento

M_u : Mto. Flector en el centroide

- A_c : Area de concreto de la sección crítica asumida
 J_c : Mto. Polar de inercia de la secc. crítica respecto a un eje que pasa por el centroide
 c : Distancia del centroide al extremo del lado de análisis.

3.9 EVALUACIÓN DE ANCHO DE GRIETAS

Las grietas se presentan en el concreto en forma inevitable cuando se excede su resistencia a la tensión, por lo tanto lo que se busca es tan solo limitar el ancho de estas.

Para evaluar el ancho de las grietas se puede usar la expresión propuesta por Gergely-Lutz:

$$w_{\max} = 0.1086 * 10^{-4} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (3.24)$$

Donde:

w_{\max} = ancho de la grieta en mm.

β = $(h-c)/(d-c)$ = valor promedio del factor de profundidad, puede tomarse igual a 1.2

f_s = Esfuerzo máximo en el acero al nivel de carga de servicio, en kg/cm². Puede usarse 0.6 f_y si no se dispone de resultado de análisis.

d_c = espesor, en cm, del recubrimiento medido hasta el centro de la primera línea de refuerzo.

A = Área de concreto en tensión entre el número de barras, en cm².

$$A = \frac{bt}{\gamma_{bc}} \quad \text{Donde,} \quad b = \text{ancho de la sección.}$$

t = profundidad del concreto en tensión. Se determina considerando el centro de gravedad de las barras en tensión como el centroide del área de concreto en tensión, más detalle ver el gráfico N 3.14

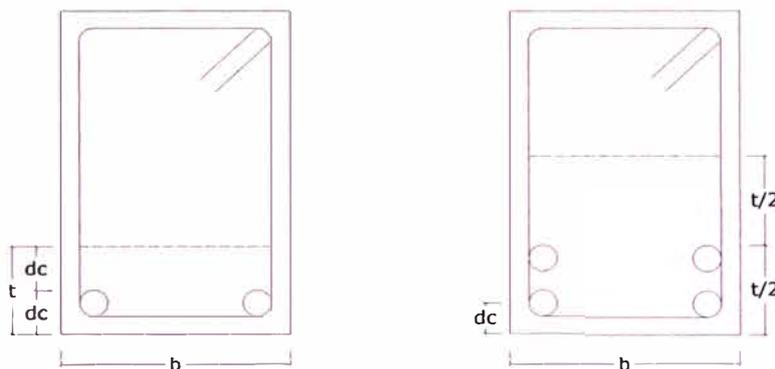


Fig. 3.14 Profundidad del concreto en tensión

γ_{bc} = Se define como el número de barras en el lado de tensión si todas las barras son del mismo diámetro; o el área total de acero entre el área de la barra mayor.

La fórmula anterior no es aplicable a tosas armadas en dos direcciones.

Es de notar que el refuerzo permisible de $f_s = 0.6 f_y$ en lugar del valor real del esfuerzo en el acero solo es aplicable a estructuras normales. Deben tomarse precauciones especiales para estructuras expuestas a climas muy agresivos, tales como en instalaciones químicas o en estructuras portuarias.

Control de ancho de grietas

El código ACI menciona que el control de fisuras estará de acuerdo a una adecuada distribución del refuerzo: para lo cual indica que el acero de refuerzo en tensión, cercano no deberá exceder a:

$$s = \frac{96000}{f_s} - 2.5c_c \quad (3.25)$$

Y no mayor a:

$$s \leq 30 \left(\frac{2520}{f_s} \right) \quad (3.26)$$

Donde c_c , es el recubrimiento en (cm) y f_s (kg/cm²) es el esfuerzo calculado mediante:

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} \quad (3.27)$$

Donde:

M , momento bajo cargas de servicio (no factorizado).

A_s , área de acero en tracción

jd , brazo del momento interno, pudiendo ser: $d - \frac{a}{2}$ o $d - \frac{a}{3}$

Se permite tomar un valor de f_s igual a $0.6f_y$

Ancho de grietas permisible

A continuación se muestra el cuadro de ancho permisible de grietas

Condición de exposición	Ancho Permissible
Aire seco o con membrana de protección	0.41 mm
Aire húmedo o suelo	0.30 mm
Agentes químicos	0.18 mm
Agua de mar	0.15 mm
Estructuras de contención de agua	0.10 mm

Tabla 3.1 anchos permisibles para el control de grietas

3.10. ANALISIS POR FLEXION-COMPRESION

Todas las columnas prácticas son miembros sujetos no solamente a cargas axiales sino también a momentos provenientes de carga directa o de rotaciones de sus extremos. Este capítulo cubre las columnas cortas, aquellas donde las deflexiones laterales no son importantes.

El flujo plástico y la contracción son importantes en el comportamiento de la columna y los esfuerzos correspondientes bajo condiciones de servicio pueden solamente estimarse.

Debido a que las columnas son estructuralmente más importantes que las vigas (soportan mayor área de piso) y están sujetas a momentos conocidos con menor precisión, el factor de reducción de resistencia, ϕ , se disminuye hasta 0.70 o 0.75, dependiendo del tipo de columna involucrada.

Tipos de columnas

El *concreto simple* no se usa para columnas, pero puede usarse para pedestales, en los cuales la altura no exceda tres veces la dimensión lateral mínima (Fig. 3.15a).

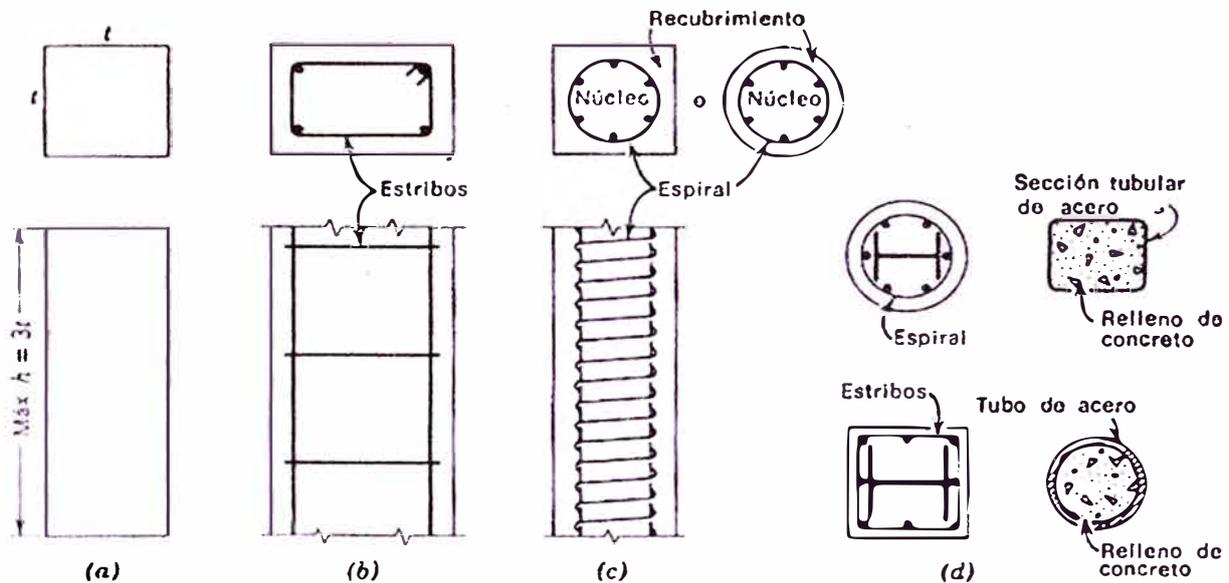


Fig.3.15 Tipos de columnas (a) Pedestal de concreto simple (b) Columna con estribos (c) Columna con refuerzo en espiral o zunchada (d) Columnas compuestas cuatro tipos

Normalmente las columnas de concreto reforzado contienen varillas longitudinales de acero. Las *columnas con estribos* (Fig. 3.15b) tienen las varillas sujetadas o atadas a intervalos mediante anillos cerrados llamados estribos.

Las *columnas con refuerzo en espiral o zunchadas* tienen las varillas (y el núcleo de concreto) envuelto en una hélice o espiral de paso pequeño, de alambrcn o de varilla de pequeño diámetro (Fig. 3.15c).

Las *columnas compuestas* pueden contener un perfil de acero estructural rodeado por varillas longitudinales con estribos o zunchos, o puede consistir de una sección tubular de acero de alta resistencia rellena de concreto, o un tubo de acero rellena de concreto.

Las columnas con estribos y zunchadas, son las formas más comunes. Por otra parte la resistencia última de la columna no varía apreciablemente con la historia de las cargas. Por lo tanto, independientemente de la historia de la carga, una columna alcanza lo que pudiera llamarse su punto de fluencia solamente cuando la carga

llegue a ser igual a, aproximadamente, 85% de la resistencia última del concreto (determinada por una prueba estándar de cilindro) más la resistencia en el punto de fluencia del acero longitudinal. El factor de 85% para el concreto, se debe quizá a la compactación menos ideal del concreto en las columnas (alrededor del acero) que en los cilindros, en combinación con la reducción de resistencia aparente producida por la aplicación más lenta de la carga y la longitud mayor de la probeta.

Hasta el punto de fluencia de la columna, las columnas con estribos y las columnas con espirales se comportan casi idénticamente, y la espiral no produce ningún efecto que se pudiera medir en la resistencia de fluencia. Las curvas esfuerzo-deformación unitaria hasta este punto para las columnas de estribos y las de espirales, son esencialmente idénticas, semejantes a la de la Fig. 3.16

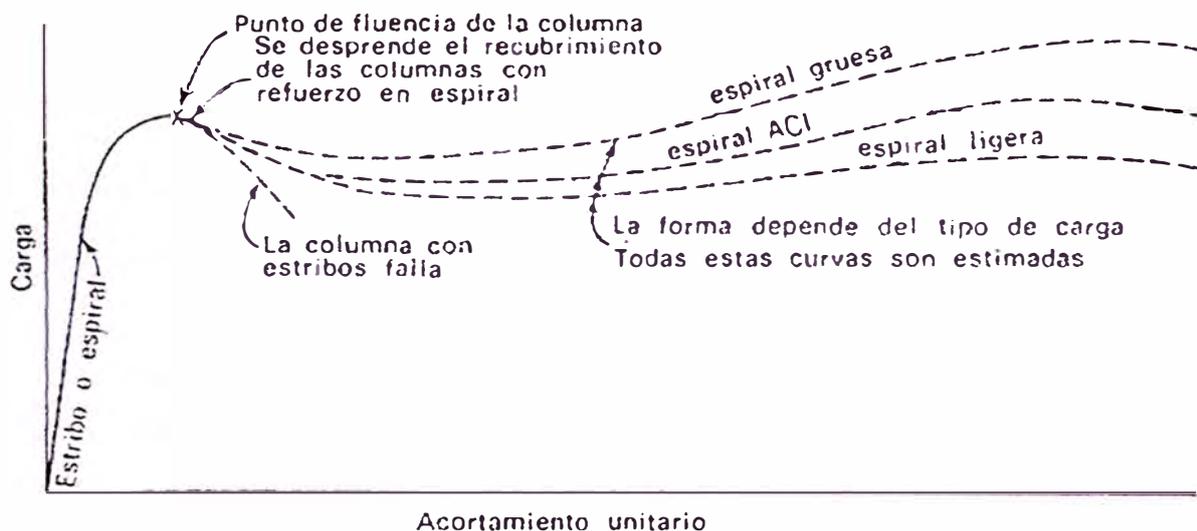


Fig.3.16 Comparación de las deformaciones unitarias en columnas con estribos y columnas con refuerzo en espiral

Después de alcanzar la carga del punto de fluencia, una columna con estribos falla inmediatamente por tensión diagonal del concreto y por pandeo del acero de la columna entre estribos. El punto de fluencia y la resistencia última de una columna con estribos son, por lo tanto, la misma cosa. En una columna con refuerzo en espiral, la carga del punto de fluencia produce el agrietamiento o la completa destrucción del recubrimiento del concreto que queda fuera de la espiral. La espiral entra en acción efectivamente solamente cuando ha aumentado mucho la deformación que sigue a la fluencia de la columna y a la pérdida del recubrimiento

del concreto. El acero de la espiral nunca llega a ser significativamente importante hasta después de la destrucción del recubrimiento del concreto que lo envuelve. Una espiral gruesa puede añadir más resistencia a la columna que la perdida por la falla del recubrimiento, en cuyo caso, la columna soportará una carga ultima mayor que la carga de fluencia, pero con acortamientos muy grandes. De usar una espiral muy ligera, la columna continuará soportando algo de carga más allá del punto de fluencia de la columna, pero no tanta como la que causo el desprendimiento del recubrimiento.

3.11 INTERACCION DE CARGA AXIAL Y MOMENTO

Definiciones y algunos requisitos básicos del Reglamento.

Una columna corta es aquella en donde el efecto de la longitud, o la respuesta a la deflexión carga, es muy pequeña y se puede considerar despreciable.

Una gráfica de la capacidad de carga axial de la columna contra el momento que puede soportar simultáneamente, se llama diagrama de interacción de la columna. La capacidad para soportar carga axial disminuye cuando aumenta el momento. Este diagrama se muestra en forma esquemática en la Fig. 3.17

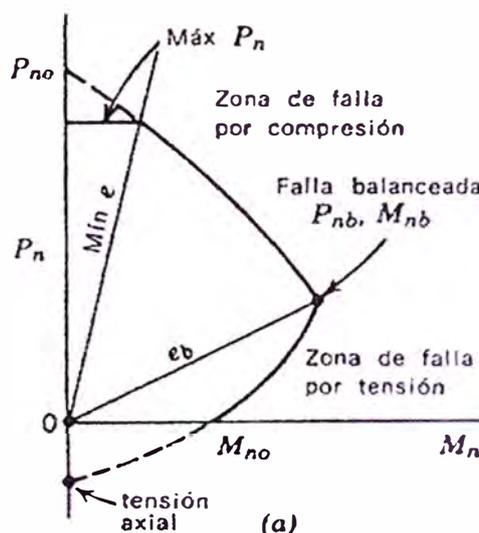


Fig.3.17 Diagrama de interacción de la columna para una columna dada.

La figura 3.18 se muestra un diagrama típico de una sección rectangular con refuerzo simétrico. El punto A corresponde a la condición teórica de compresión

cuando la sección no está sometida a flexión. El código ACI recomienda tomar un porcentaje de esta carga como resistencia de la sección, es la recta BC, el punto D de la curva representa la combinación de carga y momento que define la condición balanceada. El tramo CD genera fallas por compresión, mientras que el tramo DE, las fallas son por tensión, el punto E representa un estado de flexión pura en el elemento

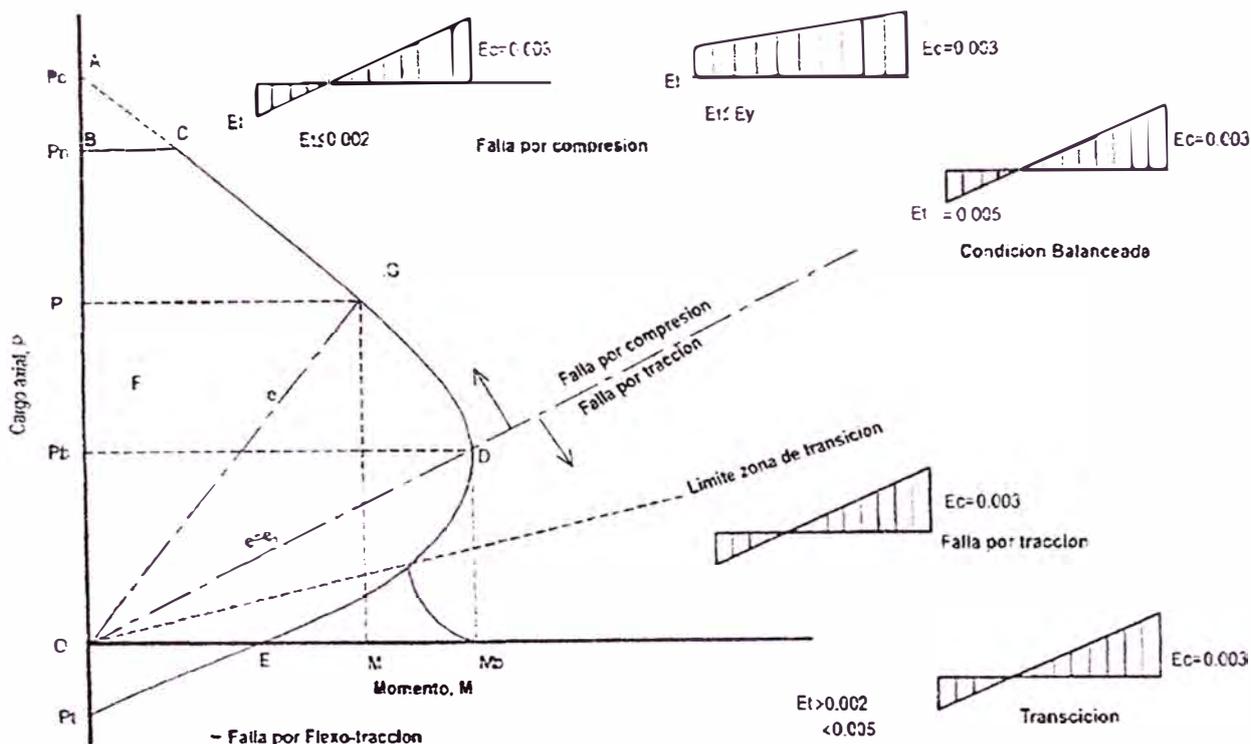


Fig. 3.18 Diagrama de interacción de una sección rectangular con refuerzo simétrico

Análisis de columnas cortas sometidas a flexión pura:

Teóricamente, la resistencia última de un elemento de concreto armado sometido a compresión pura es:

$$P_n = A_{st} * f_y + (A_g - A_{st}) f'_c \quad (3.28)$$

Donde:

A_{st} = Área de refuerzo longitudinal

A_g = Área de la sección bruta de la columna

Sin embargo, esta carga esta por encima de los valores registrados experimentalmente lo cual se debe a que las probetas utilizadas para la determinación de la resistencia máxima del concreto se elaboran en condiciones diferentes que los elementos ensayados. Se ha determinado que la resistencia de rotura del concreto en compresión en estos miembros es igual al 85% de la resistencia máxima obtenida en la prueba del cilindro. Par lo tanto, la resistencia última es:

$$P_n = A_{st} * f_y + 0.85 * (A_g - A_{st}) f'_c \quad (3.29)$$

A partir de 1977 el concepto de excentricidad accidental se suprimió y se reemplazó por otro mecanismo cuyo objetivo también era tomar en cuenta el hecho que no existe columnas con carga axial totalmente centrada, Este consistía en reducir la resistencia definida anteriormente transformándola en:

Si el refuerzo transversal está constituido por espirales:

$$P_n = 0.85 * (A_{st} * f_y + 0.85 * (A_g - A_{st}) f'_c) \quad (3.30)$$

Si el refuerzo transversal está constituido por estribos:

$$P_n = 0.80 * (A_{st} * f_y + 0.85 * (A_g - A_{st}) f'_c) \quad (3.31)$$

3.12 ANÁLISIS DE COLUMNAS CORTAS SOMETIDO A FLEJO-COMPRESIÓN

Al igual que las secciones sometidas a flexión pura, las columnas pueden presentar falla o por compresión, por tensión, o falla balanceada. Sin embargo, a diferencia de ellas una columna puede presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella. Si esta es pequeña, la falla será por compresión; si la excentricidad es mayor, la falla será por tensión. Además cada sección tiene una excentricidad única, denominada excentricidad balanceada que ocasiona la falla balanceada de la sección.

Puesto que cada columna puede presentar tres tipos de fallas distintas, cada una cuenta con tres juegos de ecuaciones que definen su resistencia, en el presente informe se le presentará aplicado a un caso en particular: una columna de sección

rectangular con refuerzo dispuesto simétricamente. La fig. 3.19 se muestra la notación utilizada en la formulación presentada.

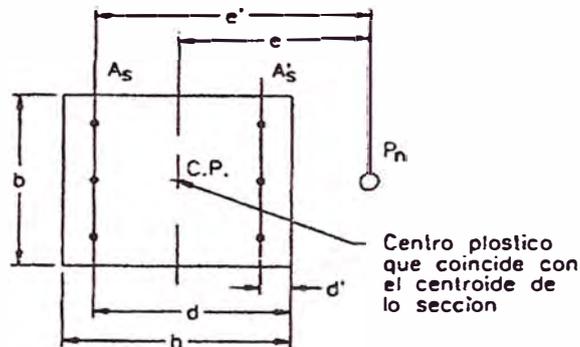


Fig. 3.19. Sección rectangular analizada en esta sección

Para determinar la ecuación que corresponde a la condición de **falla por compresión**, se asume un diagrama de deformaciones como el mostrado en la figura 3.20.a el cual genera los esfuerzos internos mostrados.

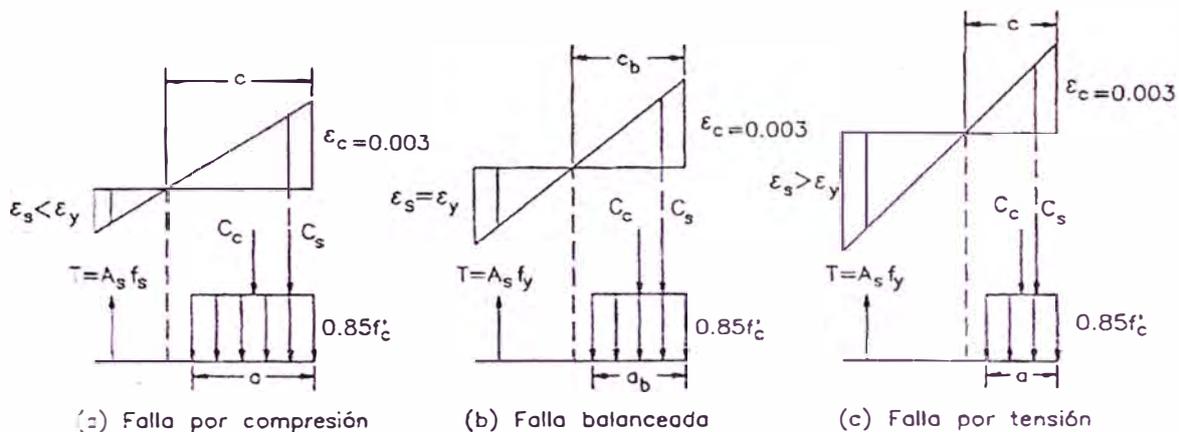


Fig. 3.20 Tipos de fallas de columnas

La capacidad resistente del elemento estará dada por la resultante de las fuerzas desarrolladas en el acero y el concreto. Por lo tanto:

$$P_n = 0.85 * f'_c * ba + A'_s * f'_s - A_s * f_s \quad (3.32)$$

$$Mn = 0.85 * f'_c * ba \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s * f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s * f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.33)$$

Los esfuerzos en el acero en compresión y en tensión se determinan por semejanza de triángulos:

$$f'_s = \frac{0.003(c - d')}{c} E_s \leq f_y \quad (3.34)$$

$$f_s = \frac{0.003(d - c)}{c} E_s \quad (3.35)$$

Whitney propuso la siguiente expresión aproximada para determinar la resistencia a la compresión de una columna que falla a compresión.

$$P_s = \frac{A'_s f_y}{\left[\frac{e}{d - d'} \right] + 0.5} + \frac{b h f'_c c}{\left[\frac{3 h e}{d^2} \right] + 1.18} \quad (3.36)$$

Esta expresión es válida para secciones con refuerzo simétrico dispuesto en una capa paralela al eje alrededor del cual se produce la flexión.

Cuando la **falla es balanceada**, el refuerzo en tensión alcanza el refuerzo de fluencia y simultáneamente, el concreto llega a una deformación unitaria de 0.003 como muestra al figura 3.20.b

$$P_n = 0.85 * f'_c b a_b + A'_s * f'_s - A_s * f_y \quad (3.37)$$

$$M_n = 0.85 * f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.38)$$

De la condición balanceada se puede obtener:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} * d \implies c_b = \frac{6000}{6000 + f_y} * d$$

Donde:

$$a_b = \beta_1 \frac{6000}{6000 + f_y} d \quad (3.39)$$

Donde "d" es la distancia de la fibra extrema al centroide de la capa de acero exterior.

Para esta condición tendremos también una excentricidad balanceada.

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad (3.40)$$

Si la columna **falla a tracción**, el acero en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia, la carga última será menor P_b y la excentricidad de la carga será mayor que la excentricidad balanceada y estará dada por:

$$P_n = 0.85 * f'_c * b * a + A'_s * f'_s - A_s * f_y \quad (3.41)$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s * f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s * f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.42)$$

3.13 REFUERZO MÁXIMO Y MÍNIMO EN COLUMNAS

De acuerdo al código ACI menciona:

Refuerzo máximo: $A_{st}=0.08 A_g$, esto además deberá estar sujeto a la factibilidad del armado de acero y vaciado del concreto.

El refuerzo mínimo es: $A_{st}=0.01 A_g$.

De acuerdo a la norma Peruana E.060 la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor de 0.01 ni mayor de 0.06, cuando la cuantía sea mayor de 0.04, los planos deberán de incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

3.14 ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS SEGÚN LA NTP E 0.60

El primer estribo deberá de ubicarse a no más de 5 cm de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- La menor dimensión del elemento
- 30 cm.

CAPITULO IV

4.1. ZAPATAS DE CIMENTACIÓN.

Tipos de Zapatas

Aunque las condiciones del subsuelo exigen muchas variaciones en el diseño de los cimientos, la mayoría de las zapatas de edificios se pueden clasificar en uno de los tipos siguientes:

Los muros de carga se pueden apoyar en una franja continua de concreto que se llama zapata corrida. Ver fig. 4.1a. Las zapatas aisladas de las columnas separadas pueden ser cuadrada (como se indica en la Fig. 4.1b), rectangulares o de planta redonda.

Cuando una sola zapata soporta las cargas de dos o más columnas, como en la Fig.4.1c, se le llama zapata combinada. Una zapata en voladizo, como en la Fig. 4.1d, también soporta dos o más columnas. Se caracteriza por el hecho de que en realidad son dos zapatas unidas por una viga, en vez de estar unidas por una porción de la misma zapata.

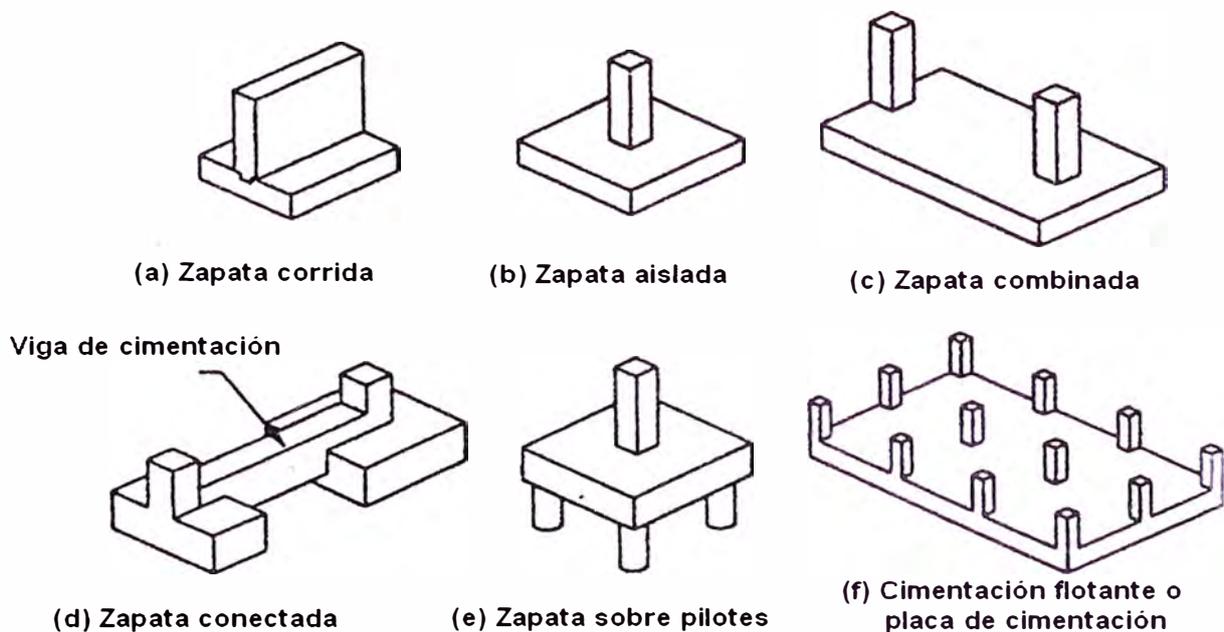


Fig. 4.1. Diferentes tipos de cimentación

Alternativamente, la cimentación para la columna puede ser un pilote en el lugar; es decir, un tiro taladrado en el suelo, a menudo acampanado en la parte inferior para mayor área de contacto. Ver fig. 4.1e. Cuando las condiciones del suelo son muy malas, resulta a veces conveniente apoyar toda la estructura en una sola losa de cimiento, A dicha cimentación frecuentemente se le llama cimentación flotante o placa de cimentación, mas comúnmente losa de cimentación ver fig. 4.1f.

Pruebas en zapatas

Para zapatas corridas que fallan por cortante, se produce una grieta de tensión diagonal en un plano a aproximadamente 45° paralelo al muro, como se indica en A en la Fig. 4.2a El esfuerzo cortante que ocasiona esta grieta, es el producido por la carga hacia arriba a la izquierda de A; es decir, la carga que queda a una distancia mayor de d a partir del paramento del muro.

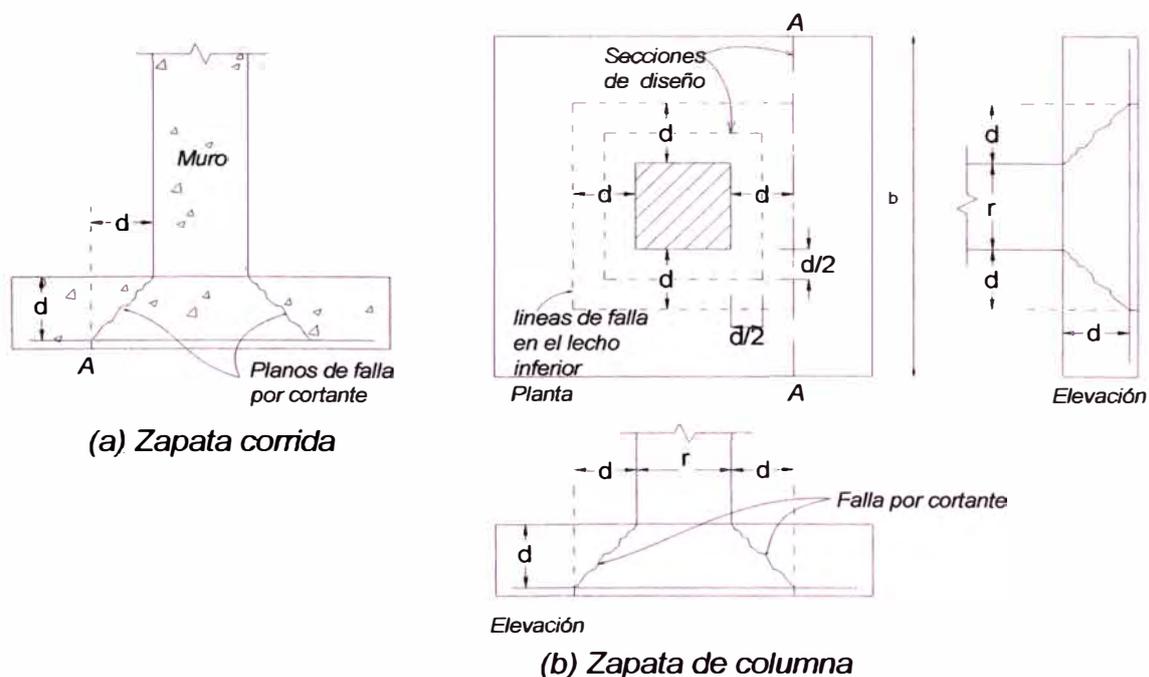


Fig. 4.2. Falla por tensión diagonal de la zapata

En una zapata cuadrada aislada de una columna, ocurre una falla semejante, la columna empuja delante de ella una pirámide truncada, cuyas caras laterales tienen una inclinación aproximada de 45° . Esta pirámide tiene una anchura en la base

igual a la de la columna, más aproximadamente el doble del peralte efectivo de la zapata Fig. 4.2b). La razón probable de este tipo de falla es lo grande de los esfuerzos verticales a compresión, producidos entre las grietas diagonales por la carga de la columna que se extiende directamente en la zapata y por la reacción del suelo hacia arriba.

En una zapata de columna, las grietas diagonales iniciales descritas antes, ocurren mucho antes de la carga última, y no son generalmente visibles porque están en el interior del concreto.

La falla puede entonces describirse como un proceso de dos etapas, el agrietamiento diagonal inicial que se extiende a una distancia d a partir del muro o columna, y finalmente, una falla por cortante en el paramento del muro o columna. En vez de establecer dos comprobaciones para los dos tipos de falla, el Comité recomendó que se calculara el cortante en un plano pseudocrítico entre los dos; es decir, a una distancia $d/2$ de la columna.

4.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

a.- Esfuerzos críticos

El diseño de cimentaciones involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación:

1. El esfuerzo de apoyo (compresión) de la columna en la parte superior de la zapata.
2. Presión en el suelo y dimensionamiento de zapata.
3. Resistencia al cortante.
4. Refuerzo provisto.
5. Longitud de desarrollo de las varillas.

b.- Compresión bajo la columna:

Es permisible usar concreto de menor resistencia en la zapata sin disminuir la capacidad de la columna o aumentar el número de varillas conectoras (espigas) provistas.

De acuerdo al Reglamento NTP la resistencia última al aplastamiento no deberá exceder de $(0.85\phi f_c A_1)$ cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todo los

lados que el área cargada, la resistencia última al aplastamiento en el área cargada podrá multiplicarse por:

$$\sqrt{A2 / A1} \leq 2$$

Es decir:

$$\phi P_n = \phi 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A2}{A1}} A1 \quad (1)$$

El área A2 es concéntrica y geoméricamente similar a A1 y se establece moviéndose hacia abajo y hacia afuera del área cargada con una pendiente de 1 vertical y 2 horizontal hasta que se intersecta el límite más cercano a la columna. Este límite fija un lado de A2 y es sencillo construir el área completa similar a A1.

Si la carga última aplicada excede la resistencia determinada a través de la ecuación (1) entonces es necesario hacer uso de refuerzo vertical para resistir la fuerza adicional. Este acero debe ser capaz de transmitir la compresión que exceda la resistencia del concreto y trabaja al esfuerzo de fluencia.

c.- Presión en el Suelo y dimensionamiento de zapata

El pre dimensionamiento preliminar de la zapata se efectúa en base solo a las cargas de gravedad permanentes y sobrecarga buscando, que la presión admisible del suelo no sea sobre pasada. Para la determinación de las dimensiones del cimiento se consideran las cargas transmitidas por la columna, el peso de la zapata, el peso del suelo sobre ella y la sobrecarga del terreno. En lugar de considerar las tres últimas se define el concepto de capacidad portante neta que es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata. La capacidad portante neta es igual a:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - s / c$$

Donde:

q_{sn} = Capacidad portante neta

q_s = Carga admisible del terreno

γ_t = peso específico del suelo

h_t = Altura del suelo sobre la zapata

γ_c = peso específico del concreto

h_c = Alt. De la cimentación

s/c = Sobre carga del terreno.

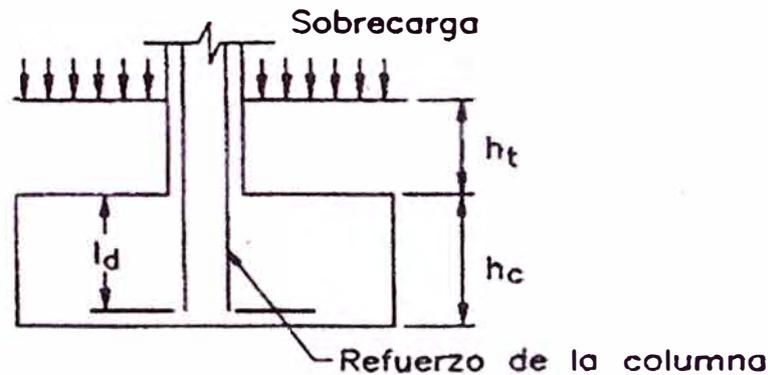


Fig. 4.3. Parámetros empleados para la determinación de la capacidad Portante neta del terreno

La figura 4.3 se muestra con mayor detalle cada término, haciendo uso de este parámetro. El dimensionamiento de la cimentación se efectúa solo tomando las cargas transmitidas por la columna, de este modo el área de la zapata es:

$$A = \frac{\text{Carga Externa vertical sin amplificar}}{q_{sn}}$$

d.- Verificación al cortante

Para el diseño por corte, las cimentaciones se pueden estudiar como vigas chatas y anchas como losas con comportamiento en dos direcciones. El primer caso, se denomina corte por flexión y el segundo, corte por punzonamiento. El corte por flexión está relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación mientras que el corte por punzonamiento se relaciona con el comportamiento de la losa en dos direcciones. Por lo general no se coloca refuerzo por corte en cimentaciones sino se verifica que el concreto solo soporte los esfuerzos. En caso de ser necesario, se incrementa el peralte de la zapata.

La resistencia del concreto por flexión es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Donde: b_w ancho de la sección analizada y d peralte efectivo de la cimentación.

La ubicación de la sección crítica depende de la naturaleza de la cimentación ver la figura 4.4

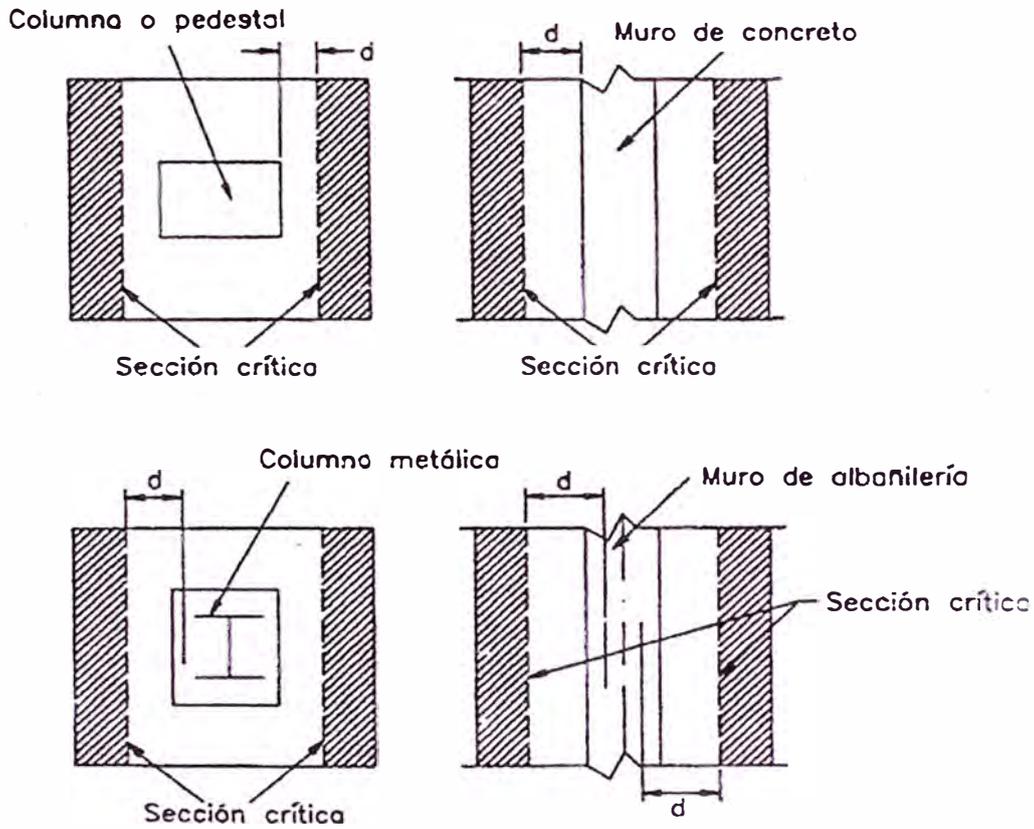


Fig. 4.4. Sección crítica para el diseño del corte por flexión

El corte por punzonamiento del concreto es: igual a la siguiente expresión.

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Pero no mayor que: $V_u \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_0 d$

Donde:

b_0 perímetro de la sección crítica, β_c coeficiente de la dimensión mayor entre la dimensión menor, V_c resistencia del concreto al corte.

La sección crítica en este caso, está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de la columna, ubicadas a $d/2$ de la cara. Ver figura 4.5

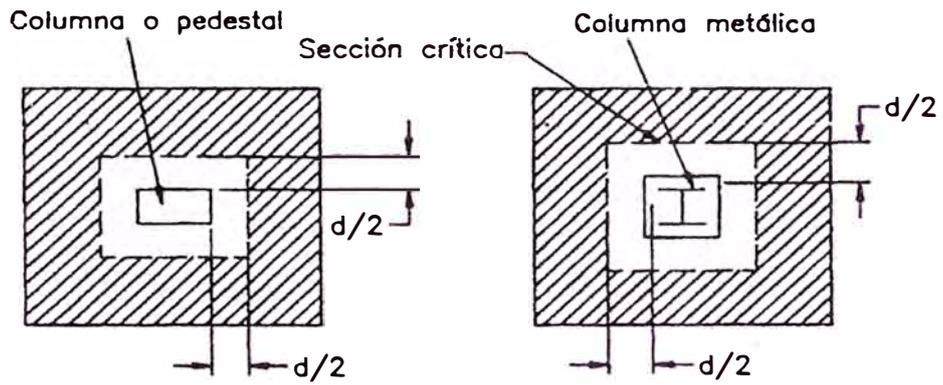


Fig. 4.5. Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento

CONCLUSIONES

- En el diseño de columnas se puede apreciar que debido a la existencia de placas en la estructura en ambas direcciones, las columnas asumen esfuerzos pequeños, por lo que resultan estas con cuantías pequeñas, por que se requiere refuerzo mínimo.
- Durante la ocurrencia de un fenómeno sísmico se garantiza al cliente que el “Conjunto Residencial Prado Alto” brindará una seguridad adecuada por estar diseñadas con las exigencias de las Normas Técnicas Peruanas.
- Para el diseño de las vigas, las dimensiones de estas pueden disminuir, cada cuatro niveles para disminuir el peso de la edificación y la cantidad de refuerzo en las vigas, ya que las vigas no trabajan con los momentos y cortantes iguales en todos los niveles.
- En el diseño de las zapatas de cimentación solo se utilizó zapatas aisladas para los elementos estructurales principales pues la capacidad del suelo fue favorable para el proyecto ya que el suelo de cimentación es una grava mal graduada.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda revisar los diseños de zapatas conectadas y/o vigas de cimentación ya que en el presente informe no hubo necesidad de utilizar este tipo de diseño, pues, la capacidad portante del suelo fue favorable por lo que se consideró solamente el diseño zapatas aisladas.
- Se sugiere al interesado revisar cualquiera de las referencia bibliográficas por el método de sísmico (diseño por capacidad) para elementos de concreto armado ya que el presente informe se realizó el diseño por el método sísmico, pero no se desarrollo la teoría de este método de diseño.

BIBLIOGRAFIA

1. *BLANCO BLASCO, Antonio: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Segunda Edición, CIP,CDL, Capítulo de Ingeniera Civil, Lima, 1994*
2. *FERGUSON PHIL M.: Fundamentos del concreto Reforzado. Segunda Edición. Texas, 1978.*
3. *HARMSSEN, Teodoro E.: Diseño Estructural de Concreto Armado, Cuarta Edición, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2005*
4. *MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú, 2006*
5. *MORALES MORALES, ROBERTO: Diseño en Concreto Armado. Tercera edición. Fondo Editorial IC, Lima, 2006*
6. *PARK R. – PAULAY T.: Estructuras De Concreto Reforzado, Tercera reimpresión, México, 1986*

ANEXOS

FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACION

El tipo de cimentación apropiado para cada situación depende de varios factores entre los cuales se tiene:

- La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo
- La magnitud de las cargas de las columnas
- La ubicación de la napa freática
- La profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas

Uno de los factores que es importante tener en consideración es los asentamientos admisibles de una cimentación superficial, la misma que puede dividirse en dos categorías:

a) *Asentamientos inmediatos o elásticos*: este tipo de asentamiento tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura.

b) *Asentamientos por consolidación*: esta ocurre con el tiempo y se da en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a cargas crecientes causada por la construcción.

a. **Asentamientos Inmediatos**: para este tipo de análisis se usa la teoría de la elasticidad usando la ley de Hooke para lo cual se considera que la cimentación es perfectamente flexible. (*Mayor información ver libro Braja m. Das*)

Otro de los factores a tener en consideración son los **Asentamientos Permisibles**. En la mayoría de los casos de construcción, el subsuelo no es homogéneo y la carga soportada por las diferentes cimentaciones superficiales de una estructura dada puede variar considerablemente. Por tanto, es razonable esperar grados variables de asentamientos en diferentes partes de un edificio dado, por lo que el *asentamiento diferencial* de las partes de un edificio puede conducir a daños en la superestructura por lo que la norma regula dicho asentamiento diferencial para evitar daños en la edificación.

TABLA N° 1.1 DISTORSION ANGULAR = α	
$\alpha = d/L$	DESCRIPCION
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la perdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes gruas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite segura para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentacion de estructuras rígidas, altas esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

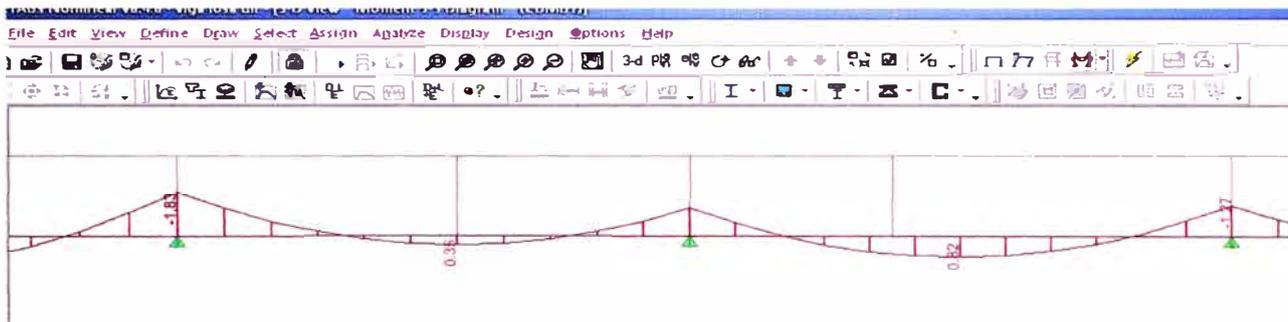
DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Metrado de cargas

p.propio	0.35	0.4	0.14
pacab.	0.12	0.4	0.048
ptab	0.1	0.4	0.04
			0.228 t/m

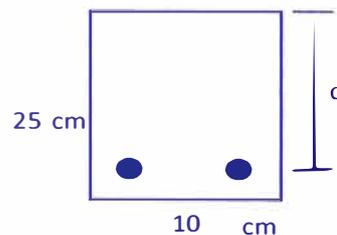
s/c 0.25 0.4 0.10 t/m

Wu = 0.522 t/m



Momento Negativo

Altura (m) =	0.25
Base(m) =	0.1
Mu (t-m) =	1.83
f'c (kg/cm2)=	280
fy (kg/cm2)=	4200
Recubrim. (m) =	0.03



d(m) = 0.23

Calculo de Acero

As(cm)=Mu/(.9*fy(d-a/2))
a(cm) =As*fy/(.85*f'c*b)

2.39 cm2	2.37 cm2	2.37 cm2	2.37 cm2
4.22 cm	4.19 cm	4.19 cm	

Momento Positivo

Altura (m) =	0.25
Base(m) =	0.4
Mu (t-m) =	1.52
d(m) =	0.23

Calculo de Acero

As(cm)=Mu/(.9*fy(d-a/2))
a(cm) =As*fy/(.85*f'c*b)

1.99 cm2	1.82 cm2	1.82 cm2	1.82 cm2
0.88 cm	0.80 cm	0.80 cm	

ESCALERAS

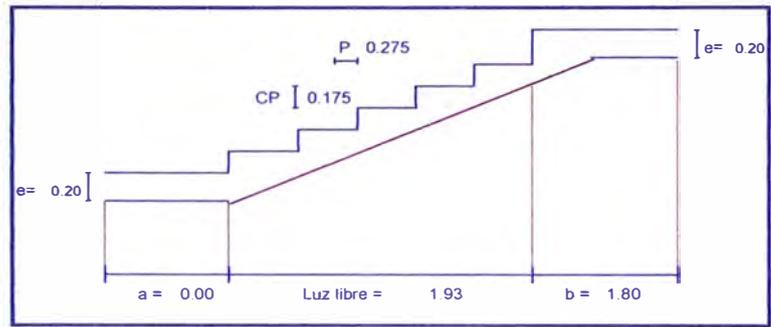
Paso (P) =	0.275	m
Contra paso (CP) =	0.175	m
S/C =	500	kg/cm ²
luz libre =	1.93	m
Descanso (a) =	0.00	m
Descanso (b) =	1.80	m
ancho tribut =	1.00	m
recubrimiento =	2.5	cm
ancho de losa(e) =	0.20	m

$f_y = 4200$ $f_c = 210$

DIMENSIONAMIENTO

$t = l/20 = 0.1865$ } $t = 0.168$ m
 $t = l/25 = 0.1492$ } $d = 0.14$ m

$\cos \phi = 0.844$
 $h = t / \cos \phi = 0.20$
 $h_m = h + cp/2 = 0.286$ m



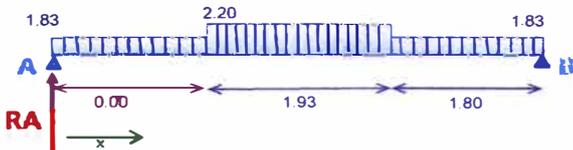
METRADO DE CARGAS

Tramo recto

P.propio = $2.4 \times 1 \times 0.20 = 0.48$
P.acab. = $0.1 \times 1 = 0.12$
S/C = $0.5 \times 1 = 0.50$
Carga ultima = 1.83 tn/m

Tramo inclinado

P.propio = $2.4 \times 1 \times 0.29 = 0.69$
P.acab. = $0.12 \times 1 = 0.12$
S/C = $0.5 \times 1 = 0.50$
Carga ultima = 2.20 tn/m



$RA = 3.95$ tn
 $M_x = 3.95X - 0.00X + 0.00 - 2.2X^2/2 + 0X = 0.00$
 $V_x = dM_x/dx$
 $3.95 - 0.00 = 2.2X + 0.0 = 0$
 $X = 1.80$
Mu max = 3.55 tn-m

Momento ult. Diseño(+) = $0.9 \times Mu_{max} = 3.191$ Tn - m

$As = 6.57$ cm² $a = 1.55$ cm
 $As = 6.04$ cm² $a = 1.42$ cm
 $As = 6.03$ cm²

$As_{min} = 0.0018 \times b \times t = 3.021$ cm² de la cuantía mínima

As = 6.03 cm²

Usar \emptyset : 1/2
 $n = 5.00$ varillas
 $s = 0.25$ m
Usar: 5 \emptyset 1/2 @ 0.25 m

Momento ult. Diseño(-) = $Mu_{max}/2.5 = 1.418$ Tn - m

$As = 2.92$ cm² $a = 0.69$ cm
 $As = 2.65$ cm² $a = 0.62$ cm
 $As = 2.65$ cm²

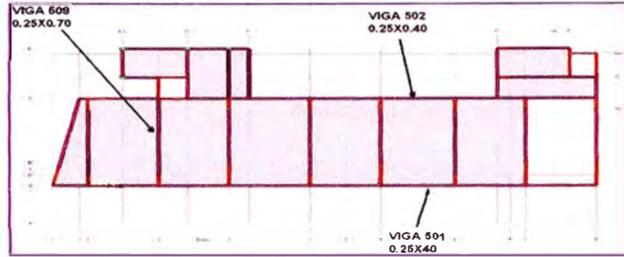
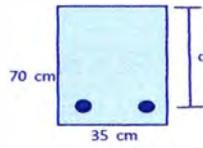
$As_{min} = 0.0018 \times b \times t = 3.021$ cm² de la cuantía mínima

As = 3.02 cm²

Usar \emptyset : 3/8
 $n = 5.00$ varillas
 $s = 0.25$ m
Usar: 5 \emptyset 3/8 @ 0.25 m

DISEÑO DE VIGA REFORZADA 508 (35X70)

Altura (m) =	0.7
Mu (t-m) =	42.5
f _c (kg/cm ²) =	280
f _y (kg/cm ²) =	4200
Base(m) =	0.35
Recubrim. (m) =	0.04



Ubicación en planta de la viga de diseño (quinto piso)

Calculo de Acero simplemente reforzado

$d(m) = 0.66$

$A_s(cm) = Mu / (.9 * f_y * (d - a/2))$ 18.93 cm² 18.36 cm² 18.32 cm² 18.32 cm²

$a(cm) = A_s * f_y / (.85 * f_c * b)$ 9.54 cm 9.26 cm 9.24 cm

Verificación de cuantía mínima

El $A_{s,min}$ debe ser = ó < al area de "As." calculado del acero simpl. Reforzado

$\rho_{min} = 14 / f_y$ $\rho_{min} = 0.0033$ $A_{s,min} = \rho_{min} * b * d = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ ok !!}$

$\rho_{min} = 0.7 * \text{raiz}(f_c) / f_y$ $\rho_{min} = 0.0032$ $A_{s,min} = \rho_{min} * b * d = 6.44 \text{ cm}^2 \text{ ok !!}$

$a(cm) = 3.25$ $M_{to \text{ min}} = 15.68$

Verificación de cuantía máxima

Debe de cumplir: (ρ_b = cuantía balanceada) $\rho_b = \beta_1 * .85 * f_c * 6000 / (f_y(6000 + f_y)) = 0.028$

$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$ → En general o $\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.0213$

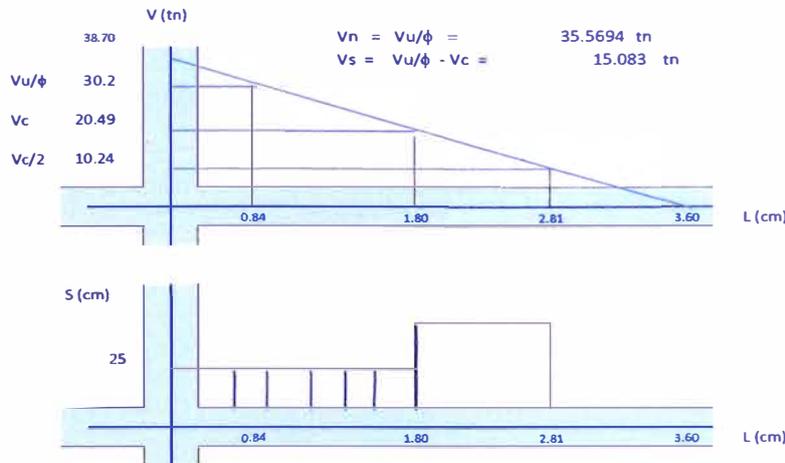
$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$ → En zonas sísmicas $\rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.0142$

Verificando (Para este diseño se considera zona sísmica)

$\rho_{max} = A_s / (b * d) = 0.0079 \text{ ok !!}$ $A_{s,max} = \rho_{max} * b * d = 32.73$ $a = 17 \text{ cm}$
 $M_{to \text{ max}} = 71.44 \text{ t-m}$

DISEÑO POR CORTANTE

Vu1 (t) =	38.70
Vu2 (t) =	34.30
Largo viga (m) =	7.2
carga wu(t/m) =	0.65



A una distancia $d = 0.835 \text{ m}$ Cortante = 30.23 tn
 $d = 6.365 \text{ m}$ Cortante = -25.8 tn

Estribo = 3/8 0.71 cm²
 $s = A_v * f_y * d / V_s = 26.09722 \text{ cm}$

De las normas
 $s < d/2 = 33.0 \text{ cm}$
 $s < 60 \text{ cm} = 60.0 \text{ cm}$
→ $S \text{ min de las normas} = 33.00 \text{ cm}$

Por lo tanto se concluye: $S = 26.10 \text{ cm}$ $S = 25 \text{ cm}$

Para el espaciamiento mínimo: $A_v \text{ min} = 3.5 \text{ bw} \cdot s / f_y$

$$s = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot \text{bw}) = 48.69 \text{ cm}$$

Usar $\Phi \ 3/8$: 1 @ 5 cm, 7 @ 25 cm, re @ 25 cm

Longitud de anclaje:

Area de la barra individual: 5.07 cm^2

Diametro de la varilla: 2.54 cm

$$l_{db} = \frac{0.06 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 76.35 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 76.35 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 0.006 \cdot d_b \cdot f_y = 64.0 \text{ cm}$$

$$l_d = 1.4 \cdot l_{db} = 106.9 \text{ cm}$$

$$l_d = 110 \text{ cm}$$

Por momento negativo

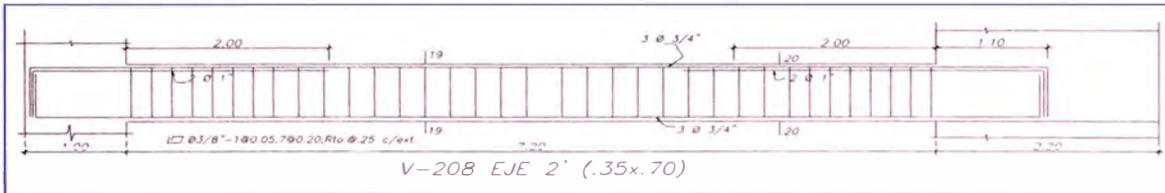
$$l_d = d = 66.00 \text{ cm}$$

$$l_d = 12 \cdot d_b = 30.48 \text{ cm}$$

$$l_d = 1/16 \cdot L = 0.45$$

$$l_d = 66.00 \text{ cm}$$

→ $l_d = 110.00 \text{ cm}$



Deflexiones

Formula de Branson

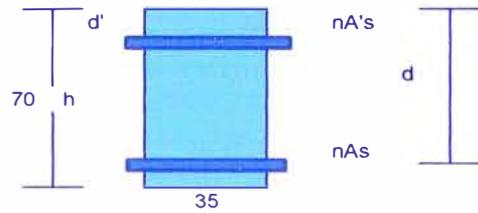
$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_i}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 250998 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= 63.75 \text{ cm} \\ n = E_s/E_c &= 7.97 \end{aligned}$$

$$d' = 6.25 \text{ cm}$$



PARTE CENTRAL

$$\begin{aligned} \text{acero } (n-1)A_s &= 59.58 \text{ cm}^2 \\ \text{central } (n-1)A'_s &= 90.52 \text{ cm}^2 \\ I &= 1000416.67 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

centroide

$$Y_o = 34.65790111 \text{ cm} \quad Y_t = h - Y_o = 35.342099 \text{ cm}$$

momento de inercia en el centroide

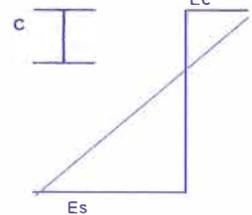
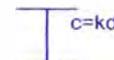
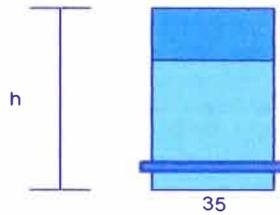
$$I_g = 1124175.1 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento (Mcr)

f_r = mod. de rotura del concreto

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 33.466 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_i} = 10.645 \text{ t-m}$$



Calculo del I_{e3}

$$M_{cr}/M_a = 0.58 < 1/3 \quad \text{No se puede utilizar} \quad I_e = I_{cr}$$

$$\text{Calculo de "c"} \quad bc^2/2 + (2n-1)A'_s(c-d') = nA_s(d-c)$$

$$\begin{aligned} 17.5 c^2 + 262.15 c &= 5555.8 & x_1 &= 11.838 \text{ cm} \\ & & x_2 &= -26.818 \text{ cm} \\ & & c &= 11.84 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$I_{cr} = b \cdot c^3/3 + n \cdot A_s \cdot (d-c)^2 = 202949.6 \text{ cm}^4$$

Calculo del "Ie" de la parte central

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g = 378459.93 \text{ cm}^4 < I_g \quad \text{OK !!}$$

$$I_e = 378459.93 \text{ cm}^4$$

PARTE LATERAL

$$\begin{aligned} \text{acero } (n-1)A_s &= 129.26 \text{ cm}^2 \\ \text{central } (n-1)A'_s &= 59.58 \text{ cm}^2 \\ I &= 1000416.67 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

centroide

$$Y_o = 35.75918069 \text{ cm} \quad Y_t = h - Y_o = 34.240819 \text{ cm}$$

momento de inercia en el centroide

$$I_g = 1154982.1 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento (Mcr)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_i} = 11.289$$

Calculo del I_{e2}

$$Mcr/Ma = 0.27 < 1/3 \quad \text{usar} \quad I_e = I_{cr}$$

$$\text{Calculo de "c"} \quad bc^2 / 2 + (2n - 1)A's(c - d') = nAs(d - c)$$

$$17.5 c^2 + 275.52 c = 10221 \quad X_1 = 17.545 \quad \text{cm}$$

$$X_2 = -33.289 \quad \text{cm}$$

$$c = 17.55 \quad \text{cm}$$

$$I_{cr} = b \cdot c^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 378568.89 \text{ cm}^4$$

Calculo del "Ie" en la parte lateral

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_{g2} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g = 378568.89 \text{ cm}^4 < I_g \quad \text{OK !!}$$

$$i_e = \sqrt{378568.89} \text{ cm}^2$$

Calculo del "Ie" de la viga

$$I_e = \frac{I_{e2} + 2 \cdot I_{e3}}{3} = 378496.25 \text{ cm}^4$$

Calculo de la deflexion instantanea

$$I_g = 1000416.67 \text{ cm}^4 \quad \Delta \text{ inst.} = 3.7 \text{ mm}$$

$$I_e = 378496.25 \text{ cm}^4 \quad \Delta \text{ inst. fisurado} = 9.78 \text{ mm}$$

Calculo de la deflexion diferida (Δ_d) considerando $F = 2$ $\rho = 0.00530$

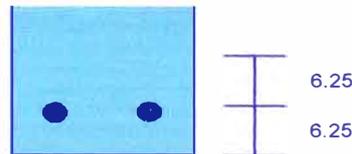
$$\tau = \frac{F}{1 + 50 \cdot \rho} = 1.58 \quad \Delta_d = \Delta \cdot \tau = 15.5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{tot.} = 3.70 + 15.5 = 19.16 \text{ mm} \quad \text{Del reglamento (L/360)} = 20 \text{ mm} \quad \text{ok !!}$$

Fisuracion norma peruana

h (alto viga) =	70	cm	
b (ancho viga) =	35	cm	
M =	18.7	t-m	
recubrimiento =	4	cm	
diam. Acero =	1	2.54	cm
diam. Estribo =	3/8	0.98	cm

$$A = \frac{bt}{\gamma_{bc}}$$



$$dc = 6.3 \text{ cm} \quad t = 2 \cdot dc = 12.5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{bt}{3} = 145.8 \text{ cm}^2 \quad d = 63.8 \text{ cm}$$

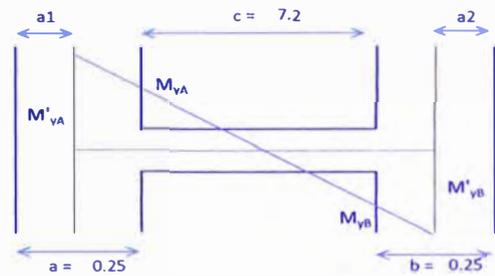
$$f_s = \frac{M}{0.9dA} = 223.85 \text{ kg/cm}^2 \quad f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = f_s^3 / A \cdot dc = 24433 \text{ kg/cm} \quad \text{Del reglamento} = 31000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok !!}$$

MOMENTOS NODALES Y CORTANTE SISMICO

Area de acero negat.	18.69	cm ²
Area de acero posit.	8.55	cm ²
Largo viga "c"	7.2	m
Base de viga	0.35	m
Altura de viga	0.7	m

Ancho de columna "a"	0.25	m
Ancho de columna "b"	0.25	m
Recubrimt. de viga	4	cm
fy de la viga	4200	kg/cm ²
f'c del concreto	280	kg/cm ²



Momentos Nodales:

$$M'_{y1} = M_{y1} + Q * a1 \quad Q = \frac{M_{y1} + M_{y2}}{L}$$

d = 0.66 m

Calculo de los momentos ultimos

$$M_{y1} = 0.9 * A_{si} * f_y * d = 46.63 \text{ tn-m}$$

$$M_{y2} = 0.9 * A_{si} * f_y * d = 21.33 \text{ tn-m}$$

Calculo de los Momentos nodales

$$Q = \frac{M_{y1} + M_{y2}}{L} = 9.439 \text{ tn}$$

$$M'_{y1} = M_{y1} + Q * a1 = 47.81 \text{ tn-m}$$

$$M'_{y2} = M_{y2} + Q * a2 = 22.51 \text{ tn-m}$$

Calculo de fuerza cortante de diseño

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + V_{ext}$$

Considerando $\phi = 1$ y el acero a $1.25f_y$

V_c = Fuerza cortante de diseño

M_{pr1} , M_{pr2} = Resist. Probable a la flexion de los dos extremos del elemento asum. Acero de fluencia $1.25f_y$ y factor de resistencia $f = 1$

V_{ext} = Fuerza cortante de diseño

l_n = Longitud del elemento

Cortante Va = 22.16 tn

Area de acero negat. 18.69 cm²

Base de viga 0.35 m

Recubrimt. de viga = 4 cm

Cortante Vb = 26.54 tn

Area de acero posit. 8.55 cm²

Altura de viga 0.7 m

fy de la viga = 4200 kg/cm²

Largo viga "c" 7.2 m

f'c del concreto = 280 kg/cm²

d = 0.66 m

$$a = \frac{\alpha * A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = 11.78 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\alpha * A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = 5.3887 \text{ cm}$$

$$M_{y1} = \alpha * A_{si} * f_y * (d - a/2) = 58.98172 \text{ tn-m}$$

$$M_{y2} = \alpha * A_{si} * f_y * (d - a/2) = 28.416334 \text{ tn-m}$$

$$Q = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = 12.14 \text{ tn}$$

$$V_{c1} = Q + V_{ext1} = 34.3 \text{ tn}$$

$$V_{c2} = Q + V_{ext2} = 38.7 \text{ tn}$$

COLUMNA C1

Peso	P	=	112.14	tn
Moment.	M	=	8.03	tn-m
Dim.	b	=	25	cm
Column.	a	=	50	cm

	f _c	=	280	kg/cm ²
	f _y	=	4200	kg/cm ²
Recubrimient.		=	4	cm



UBICACIÓN

$K = P / (A \cdot f_c) = 0.320$
 $k(e^*t) = M / (A \cdot f_c \cdot h) = 0.046$
 $e/h = M / (P \cdot h) = 0.14$
 distancia entre el refuerzo en ambas caras es aprox.
 $v_h = b \cdot 2 \cdot \text{recub.} = 42.00$
 $v = v_h / h = 0.84$
 Luego usar abacos y buscar con los valores de: k y k(e*t)
 cuantia = 1 %
 A.acero = 12.5 cm²

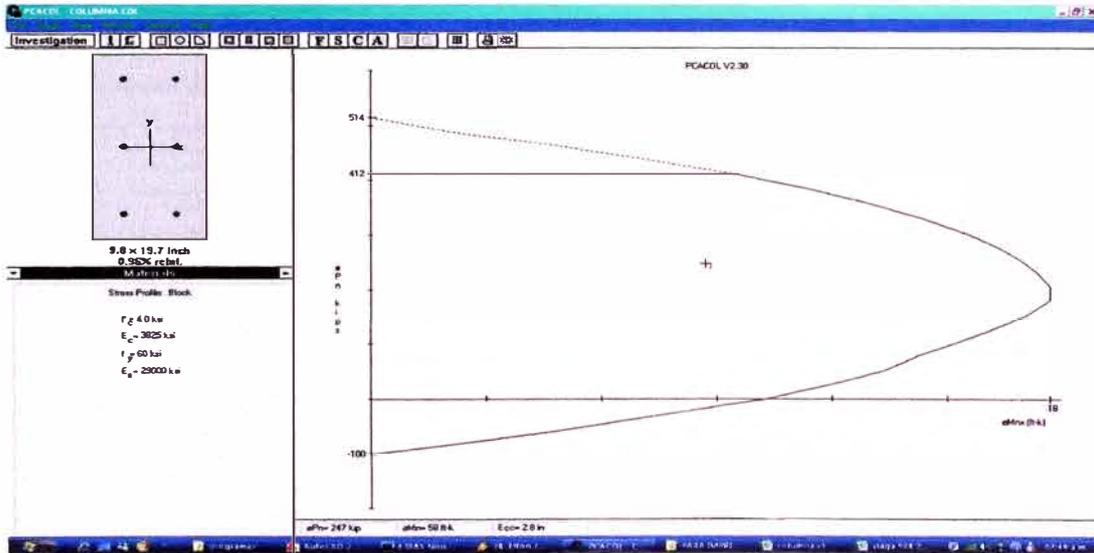


DIAGRAMA DE INTERACCION

CORTANTE DE COLUMNAS

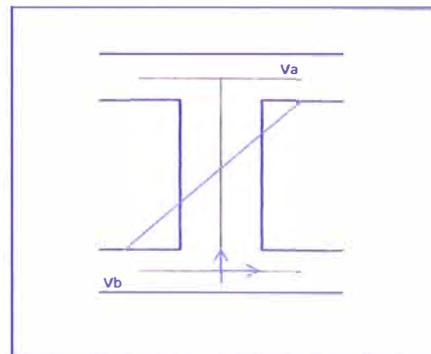
MOMENTOS NODALES

Mto. maximo	=	15.80	tn-m	viga superior	h =	0.4	m
Carga maxima	=	112.0	tn		b =	0.25	m
Cortante Va	=	6.75	tn	viga inferior	h =	0.4	m
Cortante Vb	=	-6.75	tn		b =	0.25	m
Long. libre colum.	=	2.2	m				

$m = 0.162963$
 $y = 0.125$ en la cara de la columna $V_a = 6.75$ tn
 $x = -5.9829545$ en la cara de la columna $V_b = -5.98$ tn

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{I_n} + V_{est} = 14.36364 \text{ tn}$$

V _a	=	21.11	tn	en la cara de la columna
V _b	=	20.34	tn	en la cara de la columna



$$Vu1 = 21.11 \text{ tn} \quad As = \frac{3}{8} 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{varilla de menor diametro} = \frac{5}{8} 15.9 \text{ mm}$$

$$d = 43.82 \text{ cm}$$

$$\text{Cortante del concreto: } V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = 9.72 \text{ tn} \quad \text{Cortante nominal } V_n = Vu/\phi = 24.84 \text{ tn}$$

$$\text{Cortante aportado por el acero } V_s = V_n - V_c = 15.12 \text{ tn}$$

$$s = Av \cdot fy \cdot d / Vs = 17.28 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento según el reglamento

$S_0 \geq Ln/6$	$S_0 \geq Ln/6 = 8.33 \text{ cm}$	
$S_0 \geq D_{mayor}$	$S_0 \geq D_{mayor} = 50.00 \text{ cm}$	$S_0 = 55 \text{ cm}$
$S_0 \geq 45 \text{ cm}$	$S_0 \geq 45 \text{ cm}$	

Los estribos en la zona de confinamiento no deben de exeder según el reglamento de:

$$S_0 \leq D_{menor}/2 = 12.5 \text{ cm} \quad S_0 = 10 \text{ cm}$$

$$S_0 \leq 10 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento el estribo no exedera en según el reglamento:

$$S_0 \leq 16 \phi \text{ d}_L \text{ menor} = 25.44 \text{ cm}$$

$$S_0 \leq D_{menor} = 25.00 \text{ cm} \quad S_0 = 25 \text{ cm}$$

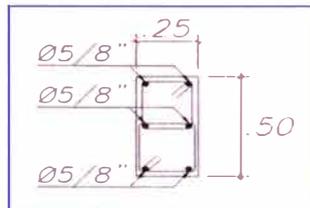
$$S_0 \leq 30 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo

$$s = \frac{A_v \text{ min } f_y}{3.5 b_w} = 34.08 \text{ cm}$$

Espaciamiento final en el extremo de la columna:

usar $\phi \ 3/8$: 1@ 0.5 , 5 @ 10.0 , re @ 25 en cada elemento



COLUMNA C1

ESBELTEZ C1

Resist. Del concreto Viga (kg/cm2) = 280 $\frac{KL}{r} \leq 22$
 Resist. Del concreto Columna (kg/cm2) = 280

CALCULO DEL VALOR DE ψ PARA USAR EL ABACO DE JACKSON Y MORELAND Y OBTENER EL VALOR DE "K"

VIGA HORIZONTAL	V1	Altura (m)	=	0
		Base (m)	=	0
		Luz entre ejes (m)	=	5.0
	V2	Altura (m)	=	0.4
Base (m)		=	0.25	
Luz entre ejes (m)		=	4.9	

VIGA TRANSVERSA L	V3	Altura (m)	=	0
		Base (m)	=	0
		Luz entre ejes (m)	=	1.0
	V4	Altura (m)	=	0.4
Base (m)		=	0.25	
Luz entre ejes (m)		=	2.7	

COLUMNAS	superior o inferior	1	ancho (m)	=	0.5
			largo o profund.(m)	=	0.25
			Luz entre ejes (m)	=	2.2

MODULO DE ELASTICIDAD

$E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 250998.008 \text{ kg/cm}^2$ $E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$

1.- CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA EJE "X"

$I_{v1} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0000 \text{ m}^4$ $I_{v3} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0000 \text{ m}^4$

$I_{v2} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$ $I_{v4} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$

CALCULO DE ψ DONDE: $\psi = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v}$ $\sum E_c I_c / L_c = 297.11$

2.- CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA EJE "Y"

$I_{v1} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0000 \text{ m}^4$ $I_{v3} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0000 \text{ m}^4$

$I_{v2} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0005 \text{ m}^4$ $I_{v4} = \frac{b * h^3}{12} = 0.0005 \text{ m}^4$

CALCULO DE ψ DONDE $\psi = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v}$ $\sum E_c I_c / L_c = 74.28$

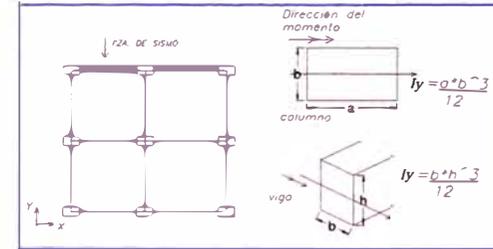
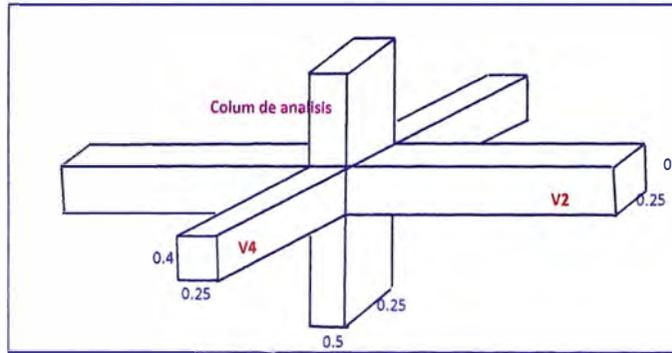
3.- CALCULO DE LA ESBELTÉS

Eje x: Digite el valor de Kx =

$r = 0.1443$ $\frac{KL}{r} = 21.3389$

Eje y: Digite el valor de Ky =

$r = 0.0722$ $\frac{KL}{r} = 39.6293$



$I_c = \frac{b * h^3}{12} = 0.0026 \text{ m}^4$

$\sum E_v I_v / L_v = 192.25$ $\psi = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v} = 1.55$

$I_c = \frac{b * h^3}{12} = 0.0007 \text{ m}^4$

$\sum E_v I_v / L_v = 75.10$ $\psi = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v} = 0.99$

ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

δ_1 Efectos globales que afecten la estructura como conjunto

δ_g Efectos locales que afecten a cada uno de los elementos individuales

M_{uv} Momento en el elemento debido a cargas verticales amplificadas, provenientes del análisis de 1er orden

M_{us} Momento en el elemento debido a cargas laterales amplificadas, provenientes del análisis de 1er orden

Efecto local de esbeltez $\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0$ donde: P_c : carga de pandeo de euler $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(l_u)^2}$
 C_m : Factor relativo
 P_u : carga amplificada actuante sobre la columna
 ϕ : factor de reducción de resistencia

$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ M_1 menor momento amplificado en los extremos del elemento positivo si la flexión es de una simple curva y negativo si lo es en doble curvatura

M_2 Mayor momento amplificado en los extremos en la columna, siempre posit.

$\frac{M_1}{M_2}$ Es posit. Para flexión en simple curvatura y negativo para flexión en doble curvatura

Efectos globales de esbeltez Se puede evaluar de acuerdo a una de las formulas

A.- $\delta_g = \frac{1}{1 - Q}$ donde: $Q = \frac{\sum (P_u) \Delta u}{V_u * h}$ Q índice de estabilidad del entre piso
 h altura del entrepiso considerado

V_u Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debido a las cargas laterales

Δu Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, u deberá multiplicarse por el factor de reducción de ductilidad considerado en la determinación de estas fuerzas

$\sum (P_u)$ Suma de cargas de diseño, muertas y vivas (cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entre piso considerado

B.- $\delta_g = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum (P_u)}{\phi \sum P_c}}$ Reglamento: si la estruct. esta conformada exclusivamente de porticos, se podrá evaluar los efectos globales de esbeltez obviando el cálculo de las deformaciones laterales, mediante la expresión (A) y se considerará la ecuación (B) con $C_m = 1$

$\sum P_c$ Sumatoria de carga crítica de pandeo de todas las columnas del entre piso, se evaluará mediante: $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$
 $\sum (P_u)$ Sumatoria de cargas axiales de todas las columnas del entrepiso

donde: $IE = \frac{(E_c * I_g / 5 + E_s * I_s)}{(1 + \beta d)}$ ó $IE = \frac{E_c * I_g / 2.5}{(1 + \beta d)}$

K Factor de longitud efectiva $\beta d = \frac{\text{Momento max imo. debido a la carga muerta de diseño}}{\text{Momento max imo. de. debido a la carga total}}$

En forma aproximada se puede considerar $\beta d = 0.6$

Cálculo del efecto local de esbeltez:

$P_u = 39$ tn	ancho (m) = 0.5 m	luz libre de la columna = 220 cm
$f_c = 280$ kg/cm ²	largo o profund.(m) = 0.25 m	$M_{uv} = 8.00$ tn-m
$I_g = 65104.2$ cm ⁴	Factor de long. Efectiva $K = 1.3$	
$M_1 = 1.66$ tn-m	Mto max. debido a carga muerta de diseño = 1.07 tn	
$M_2 = 1.9$ tn-m	Mto max. debido a la carga total de diseño = 1.9 tn	

Cálculo de la carga de Euler:

$E_c = 15000 \sqrt{f_c} = 250998$ kg/cm² Considerando $\beta d = 0.56$

$IE = \frac{E_c * I_g / 2.5}{(1 + \beta d)} = 4.2E+09$ kg-cm²

Carga axial de la columna factorada	$E_c = 15000\sqrt{f'c}$ $IE = \frac{Ec * Ig / 2.5}{(1 + \beta d)}$ carga de pandeo de todas las columnas $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$											
	Seccion de la estruc. Paralela al sismo (m)	Secc. de la estruc. Perpend. al sismo (m)	Momento de Inercia de la seccion (Ig) cm ⁴	f _c (kg/cm ²) del concreto de cada elemento	Modulo de Elasticidad del concreto kg/cm ² (Ec)	Mto. max. de carga muerta de diseño	Mto. max. de la carga total	βd	El (kg/cm ²)	L (m) luz libre del elemnto	k	Carga de Euler (tn)
39.03	0.25	0.5	65104.17	280	250998.01	1.07	1.9	0.563	4181539484	2.2	1.3	504.5496173
60.16	0.25	0.5	65104.17	280	250998.01	1.21	2.39	0.506	4339447620	2.2	1.2	614.5063035
71.29	0.25	0.5	65104.17	280	250998.01	1.44	2.46	0.585	4122964073	2.2	1.1	694.8300041
39.01	0.25	1	130208.33	280	250998.01	0.68	1.45	0.469	8899332735	2.2	1	1814.729205
30.04	0.25	2	260416.67	280	250998.01	1.46	2.68	0.545	16925187735	2.2	1	3451.341061
100.35	0.25	1	130208.33	280	250998.01	1.09	1.94	0.562	8370051833	2.2	1	1706.799595
63.88	0.2	2.2	146666.67	280	250998.01	2.13	3.88	0.549	9506462544	2.2	1	1938.533565
30.04	0.25	0.5	65104.17	280	250998.01	0.36	0.73	0.493	4377593315	2.2	1	892.6676498
135.22	0.2	2.2	146666.67	280	250998.01	5.83	11.57	0.504	9791422674	2.2	1	1996.641907
107.86	0.2	3.3	220000.00	280	250998.01	2.77	3.87	0.716	12873476143	2.2	1	2625.12638
117.47	0.25	2.6	338541.67	280	250998.01	5.28	10.12	0.522	22335834637	2.2	1	4554.66636
49.57	2.2	0.2	17746666.67	280	250998.01	1.35	2.91	0.464	1.21711E+12	2.2	1	248190.3159
29.99	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	0.36	1.74	0.207	1.73308E+11	2.2	1	35340.55504
38.61	2.2	0.25	22183333.33	280	250998.01	0.93	1.95	0.477	1.50799E+12	2.2	1	307505.989
54.33	2.7	0.2	32805000.00	280	250998.01	3.14	7.13	0.440	2.2866E+12	2.2	1	466276.7687
102.57	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	1.84	3.55	0.518	1.37762E+11	2.2	1	28092.02203
143.24	2.2	0.25	22183333.33	280	250998.01	5.19	10.67	0.486	1.49837E+12	2.2	1	305543.2483
167.79	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	6.84	14.71	0.465	1.42776E+11	2.2	1	29114.46477
159.93	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	5.25	11.52	0.456	1.43684E+11	2.2	1	29299.67674
151.82	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	2.83	6.38	0.444	1.44894E+11	2.2	1	29546.39238
233.78	2.2	0.25	22183333.33	280	250998.01	8.90	18.38	0.484	1.50058E+12	2.2	1	305993.7782
182.7	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	5.96	13.16	0.453	1.43965E+11	2.2	1	29356.98249
170.4	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	6.02	13.09	0.460	1.43274E+11	2.2	1	29216.10872
160.35	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	2.30	5.1	0.451	1.44154E+11	2.2	1	29395.56884
244.13	2.2	0.25	22183333.33	280	250998.01	9.36	19.61	0.477	1.5076E+12	2.2	1	307425.971
136.58	2	0.2	13333333.33	280	250998.01	3.17	6.36	0.498	8.93374E+11	2.2	1	182174.5064
98.39	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	6.10	13.36	0.457	1.43599E+11	2.2	1	29282.42466
54.17	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	5.42	10.83	0.500	1.394E+11	2.2	1	28426.18013
43.84	1	0.25	2083333.33	280	250998.01	3.90	8.15	0.479	1.41468E+11	2.2	1	28847.88474
64.12	1.75	0.2	8932291.67	280	250998.01	3.4	6.43	0.529	5.86612E+11	2.2	1	119620.3312

3080.66

2589443.561

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(L_u)^2} = 852.7 \text{ tn}$$

Calculo de la esbeltez local:

$$\frac{M1}{M2} = 0.87 \quad C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M1}{M2} \geq 0.4 = 0.95 \quad C_m = 0.95$$

$$\delta_l = 1.02$$

Calculo del efecto global de esbeltez:

$$\Sigma(P_u) = 3080.66 \text{ tn} \quad \text{Mus} = 2.24 \text{ tn-m}$$

$$\Sigma P_c = 2589444 \text{ tn}$$

Calculo de la esbeltez global: $\delta_g = 1.00$

$$M_c = 10.37 \text{ tn-m}$$

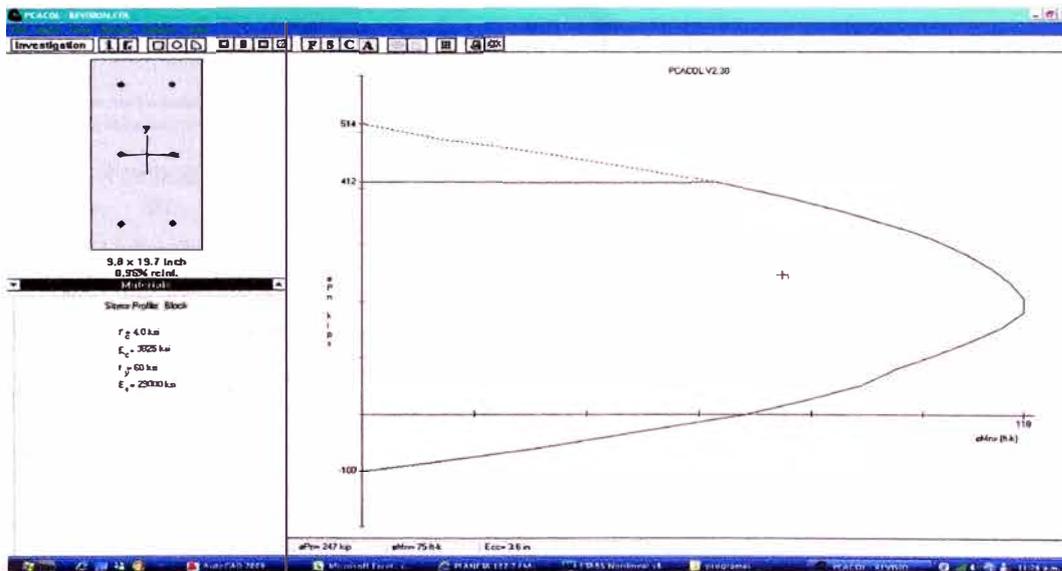
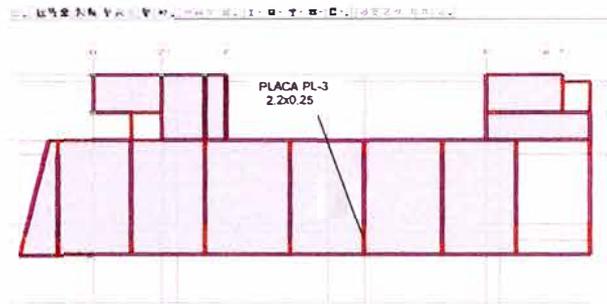


DIAGRAMA DE INTERACCION MODIFICADO

CONCRETO ARMADO PLACA PL-3

Fuerza cortante		
Mb	=	205.01 Ton-m
Vu	=	150.35 Ton
f _c	=	280.00 Kg/cm ²
f _y	=	4200.00 Kg/cm ²
PD	=	83.01 Ton
PL	=	17.57 Ton
hw	=	32.90 m
Lw	=	2.20 m
Ancho	=	0.25 m
# Mallas	=	2.00 Und
hw/Lw	=	14.95 1.50
∅ vertical	=	3/8 @ 22.72 "
∅ horizontal	=	1/2 @ 22.73 "



Ubicación de la placa PL - 3

El valor de hw/Lw tiene que estar entre 1.5 y 2.0 en caso sea mayor a 2.0 se colocará 2.0 y en caso sea menor a 1.5 se colocará 1.5.



VERIFICACION DE DOBLE CONFINAMIENTO

Mu = 287 tn-m lg = 22183333.3 cm4

$$f_c = \frac{Pu}{A_g} + \frac{Mu * l_w / 2}{I_g} = 25.74450281 \quad 0.2 f_c = 56 \text{ g/cm}^2 \quad \text{no req. Confinam. en extremos}$$

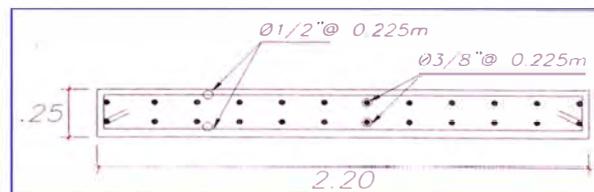
f_c < (0.2 f_c) condición para q exista doble refuerzo

VERIFICACION DEL DOBLE REFUERZO

Vu ≥ 0.53 √f_c A_{cv} = 48.78 tn
Vu = 150.35 tn
h ≥ 25 cr h = 25 cm si requiere doble refuerzo

CALCULO DEL REFUERZO

V E R T I C A L	Ag	=	5500 cm2
	Pu	=	140.812
	Vu	>	48.777
	Acv(cm2/m)	=	2500 cm2
	Acero/m	=	6.25 cm2
		3/8	=
	1/2	=	1.27
	5/8	=	1.98
		=	1.42
	s	=	22.72 cm
H O R I Z O N T A	1.5	=	0.8
	2	=	0.53
	Vc	=	73.626
	Vs	=	103.256
	αc	=	1.50
	s	=	22.7



$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

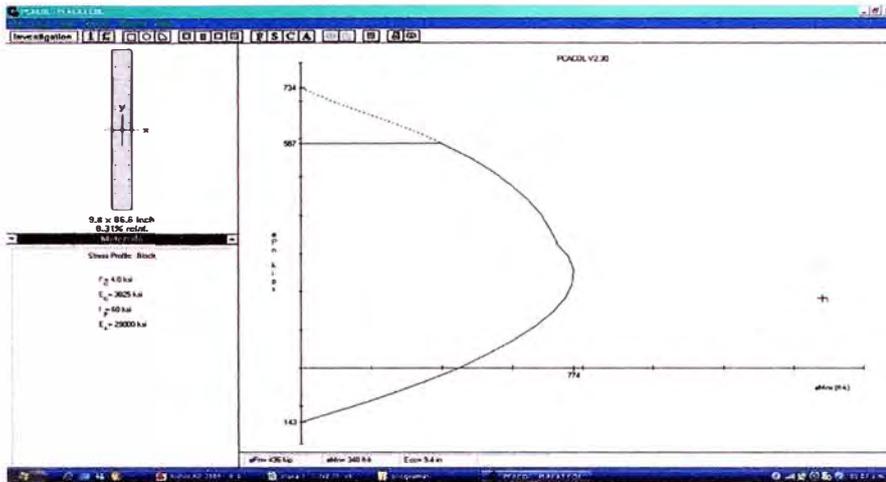


Diagrama de interaccion de la placa

Considerando 14 pares de varillas $\phi = 5/8"$ en el refuerzo vertical:

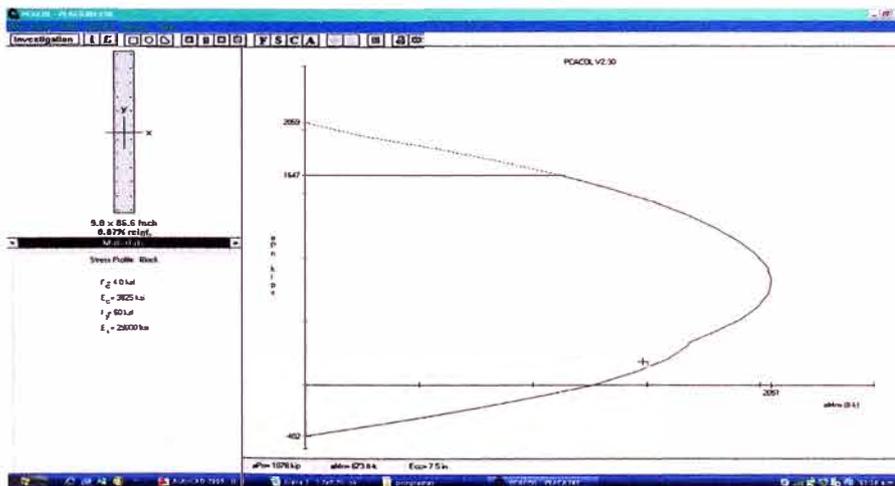
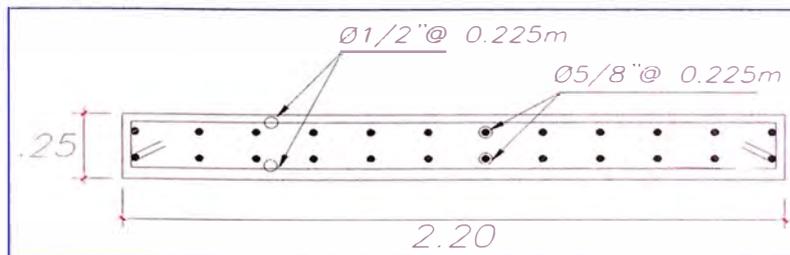


Diagrama de interaccion modificado

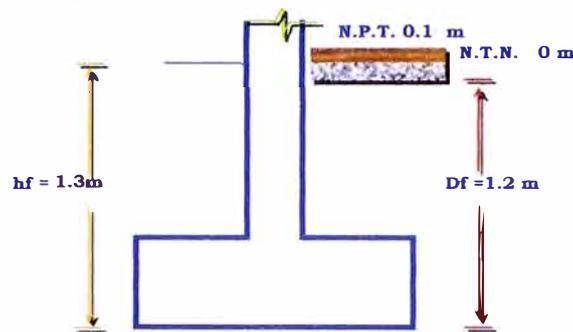


Distribucion final del refuerzo

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA Z3

DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO:

Mu	38.41	Tn -m
PD =	42.69	Tn
PL =	9.6	Tn
S/C piso =	200	Kg/cm2
f _c =	280	Kg/cm2
f _y =	4200	Kg/cm2
γ m =	2.20	Tn/m3
σ t =	4.00	Kg/cm2
h _f =	1.30	m
N.P.T. =	0.10	m
N.T.N. =	0.00	m
D _f =	1.20	m
h zapata =	0.6	m



DIMENSIONES DE LA COLUMNA :

n =	0.25	
P _s = 1.25*(P _D + P _L)	65.36	Tn
f _c =	280	Kg/cm2
b*D = P _s /(n*f _c)	933.75	cm2 30.56 x 30.56 cm

Usar : Area

t =	1.00 m	2500 cm2	OK !!!
s =	0.25 m		

ESFUERZO NETO DEL TERRENO :

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} * h_f - S/C - \gamma_{concreto} * h$$

$$\sigma_n = 37.04 \text{ Tn/m}^2$$

$$A_{zap} = 1.33 * P / \sigma_n$$

$$A_{zap} = 1.88 \text{ m}^2 \quad 1.37 \times 1.37 \text{ m}^2$$

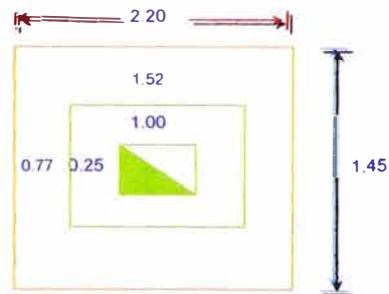
Para Cumplir lv1 = lv2

T =	1.75 m	2.20
S =	1.00 m	1.45

$$lv1 = lv2 \quad 0.60$$

$$0.60 \text{ CONFORME !!!}$$

Verific. De area 3.19 ≥ 1.88 CONFORME !!!



VERIFICANDO SI NECESITA REDISTRIBUCION DE ESFUERZOS

$$e = \frac{M}{P} = 0.588 \geq T/6 = 0.37 \text{ REDISTRIBUIR LOS ESFUERZOS}$$

REDISTRIBUYENDO

$$\sigma = \frac{2P}{3\left(\frac{T}{2} - e\right)S} = 46.92 \leq 49.3 \text{ CONFORME !!!}$$

VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

$$v_u = \frac{Pu}{A} = 25.49$$

Altura de la Zapata h = 60 cm

Altura efectiva de la zapata d =	0.52 m	S+d =	0.77
		T+d =	1.52

$$V_u = Pu - v_u * (S + d) * (T + d) = 22.339 \text{ tn}$$

$$J = 2(b_1 d^3 / 12 + d b_1^3 / 12) + 2b_2 d (b_1 / 2)^2 = 0.80957 \text{ m}^4$$

CORTANTE TRANSFERIDO

$$T_u = \gamma_v * M_u = \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c1 + d}{c2 + d}}} \right) * M_u = 18.5708 \text{ tn-m}$$

$$V_{u_{max}} = \frac{Vu}{b_0 d} + \frac{T_u y}{J} = V_{u_{max}} = \frac{Vu}{b_0 d} + \frac{T_u * (T + d)}{J * 2}$$

donde $b_0 = 2(S + d) + 2(T + d) = 4.59 \text{ m}$

$$V_{u_{max}} = \frac{Vu}{b_0 d} + \frac{T_u * (T + d)}{J * 2} = 26.78 \text{ tn/m}^2$$

$$\phi V_u = \phi 2 \sqrt{f'c} = 284.46 \text{ tn/m}^2 > 26.78 \text{ tn/m}^2 \quad \text{CONFORME !!!}$$

Combinación de cargas sin tomar en cuenta el levantamiento

$$e = \frac{Mu}{Pu} = 0.472 \quad r = T/2 - e = 0.63$$

$$3r = 1.88$$

Diseño por flexión (en la cara de la columna)

$M_u = 3.86 \text{ tn-m}$ $A_s = 21.73 \text{ cm}^2$
 $a = 3.83 \text{ cm}$
 $A_s = 20.30 \text{ cm}^2$
 $a = 4.78 \text{ cm}$
 $A_s = 20.49 \text{ cm}^2$

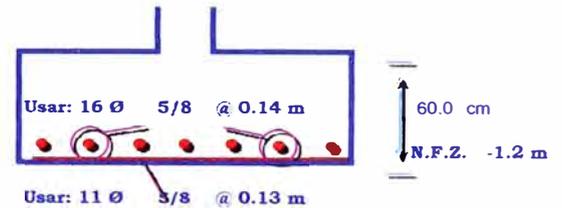
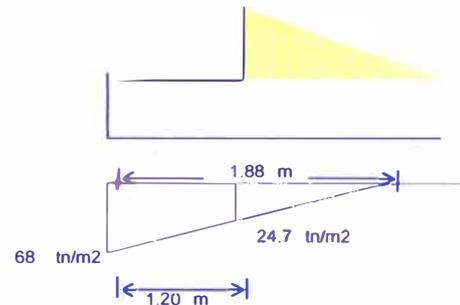
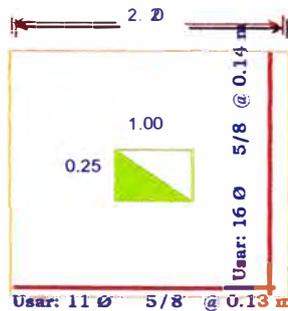
$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d = 9.40 \text{ cm}^2$$

Usar ϕ : **5/8**
 $n = 11$ varillas
 $s = 0.13$ m
Usar: 11 ϕ 5/8 @ 0.13 m

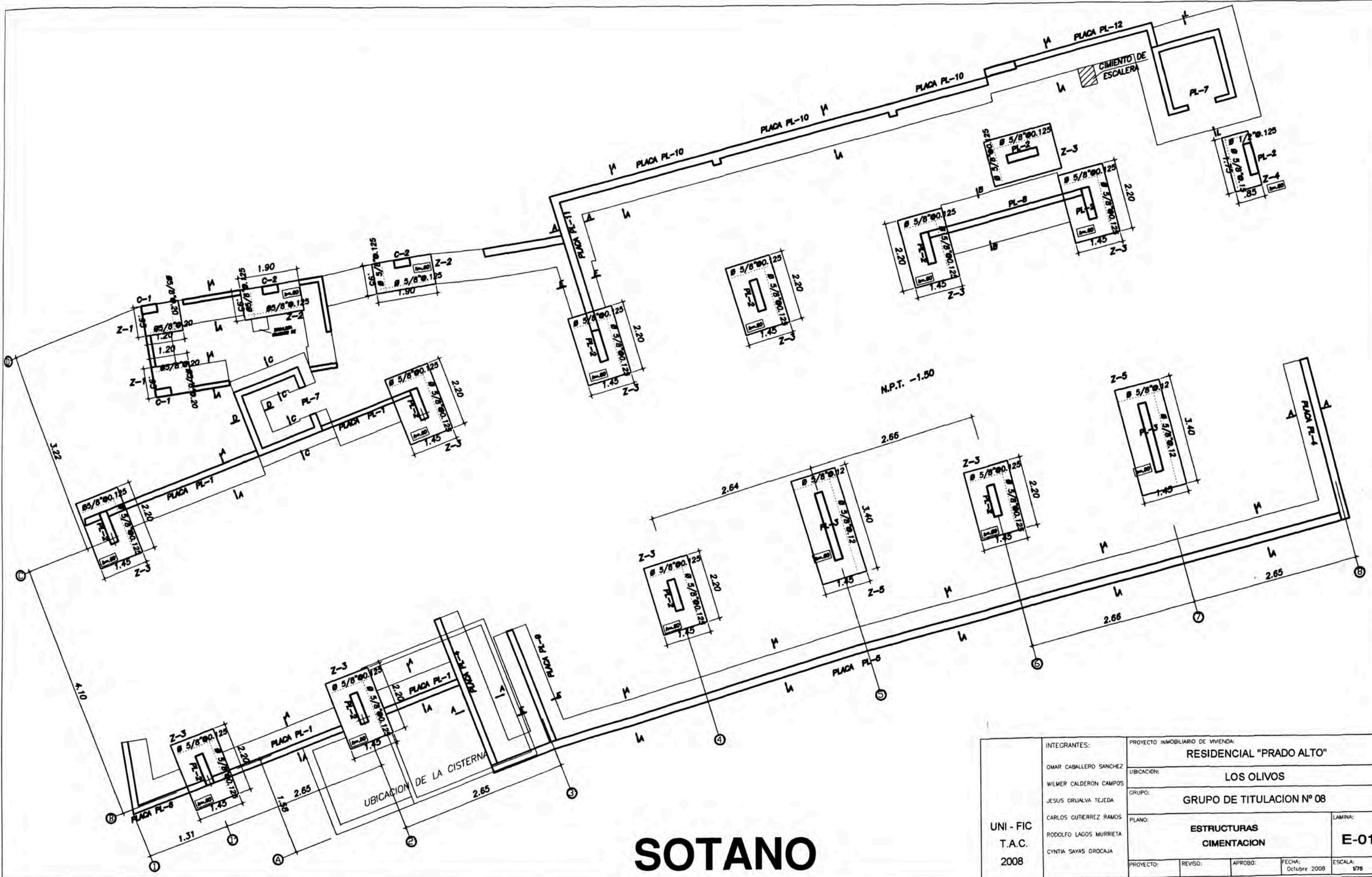
EN DIRECCION TRANSVERSAL:

$A_{st} = A_s * u_s$
 $A_{st} = 31.09 \text{ cm}^2$

Usar ϕ : **5/8**
Usar: $n = 16$ varillas
 $s = 0.14$ m
Usar: 16 ϕ 5/8 @ 0.14 m

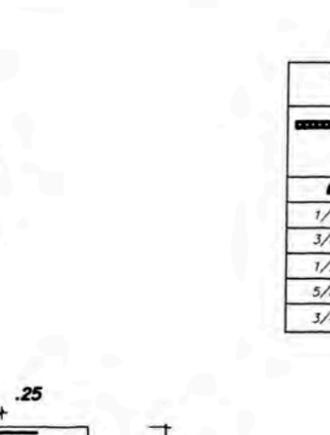
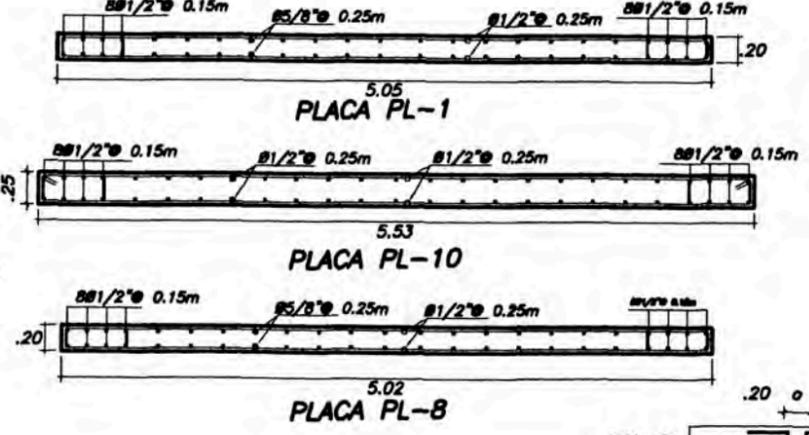
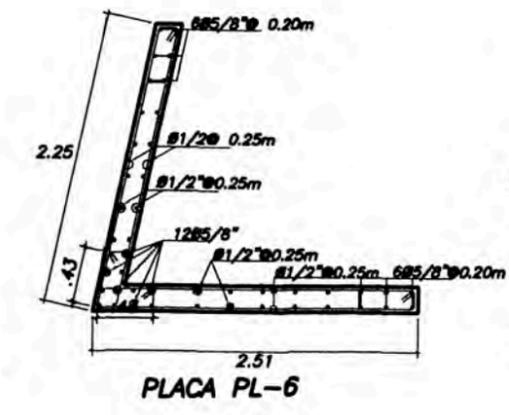
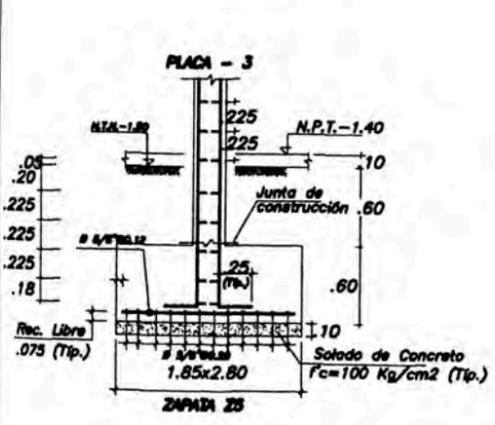
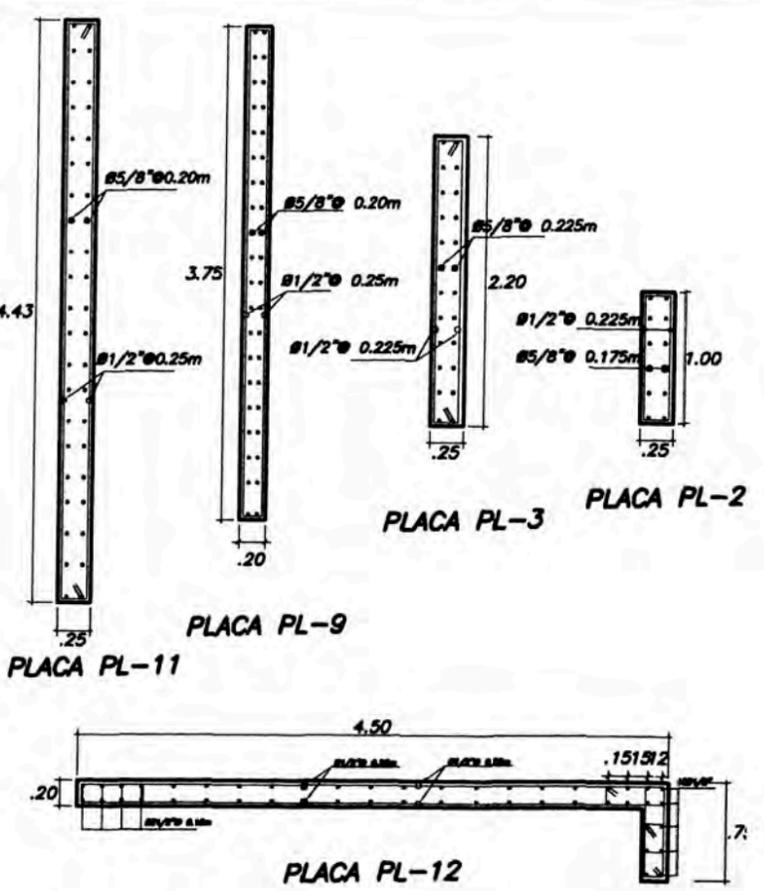
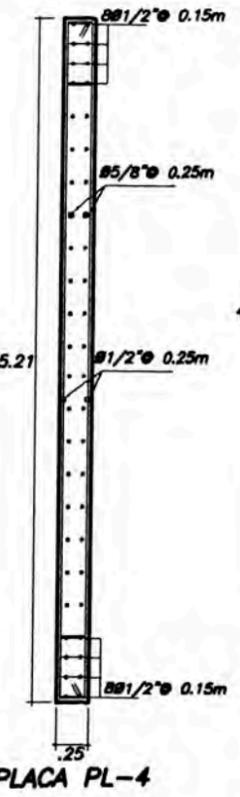
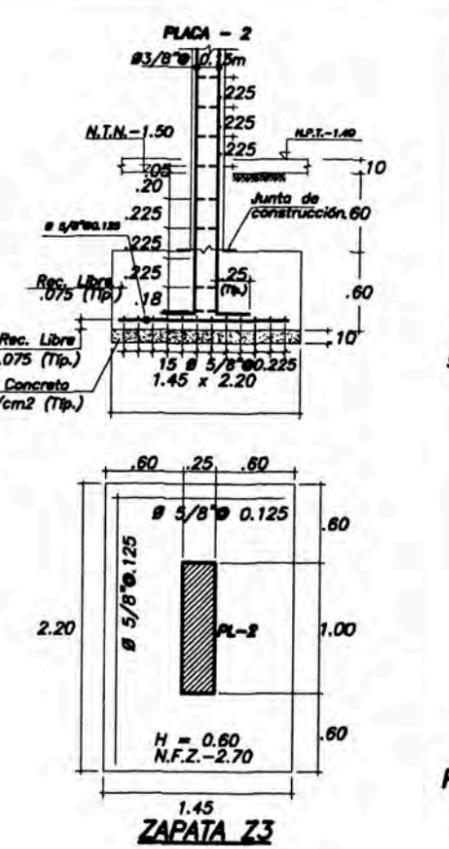
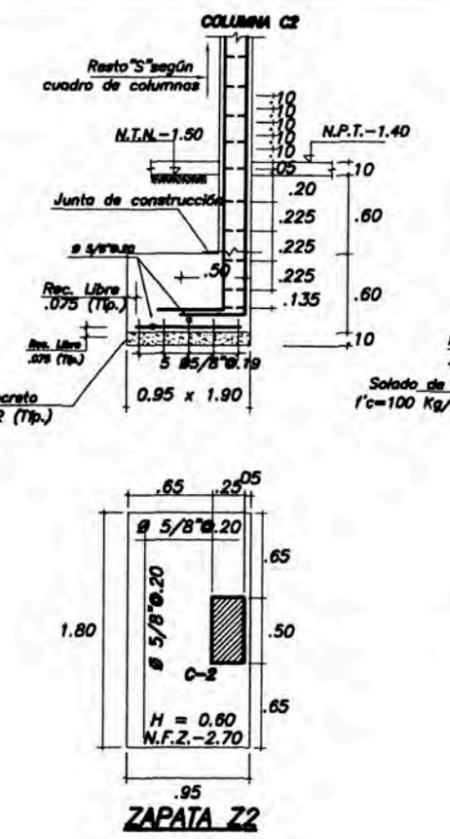
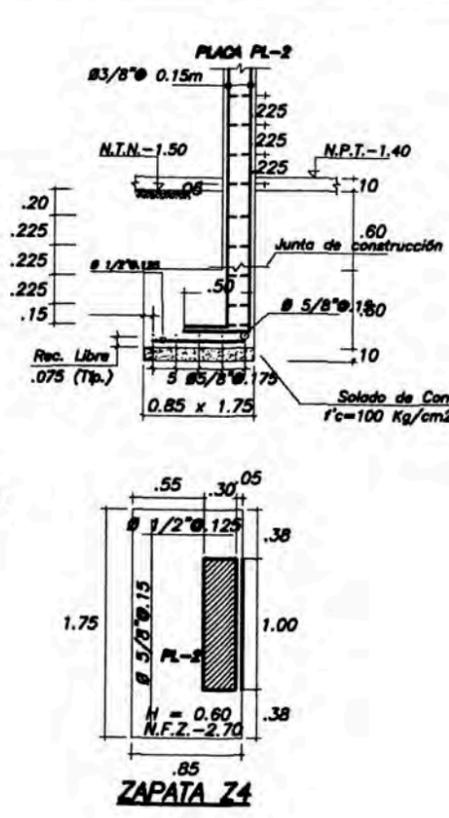
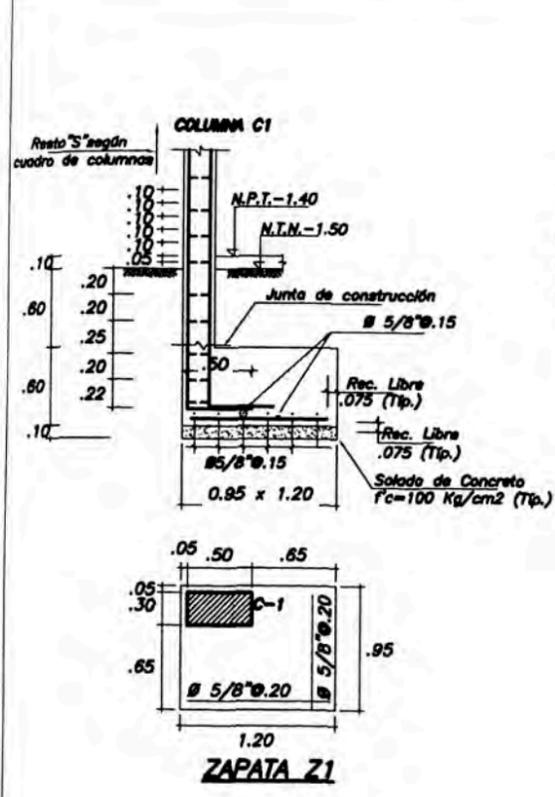


PLANOS



SOTANO

UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES: OMAR CABALLERO SANCHEZ WILMER CALDERON CAMPOS JESUS GRUALVA TEJEDA CARLOS GUTIERREZ RAMOS RODOLFO LAGOS MURRIETA CYNTHIA SAYAS OROCAJA	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA: RESIDENCIAL "PRADO ALTO"	
		UBICACION: LOS OLIVOS	
		GRUPO: GRUPO DE TITULACION N° 08	
		PLANO: ESTRUCTURAS CIMENTACION	LAMINA: E-01
		PROYECTO: REVISO: APROBO: FECHA: ESCALA:	Octubre 2008 1/75



CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

#	G (cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

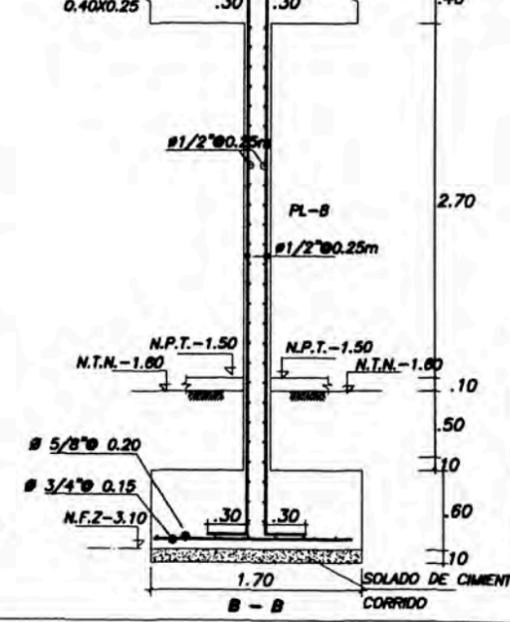
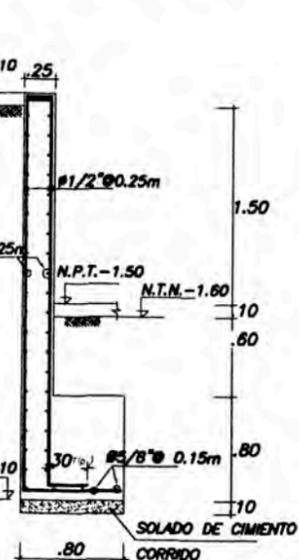
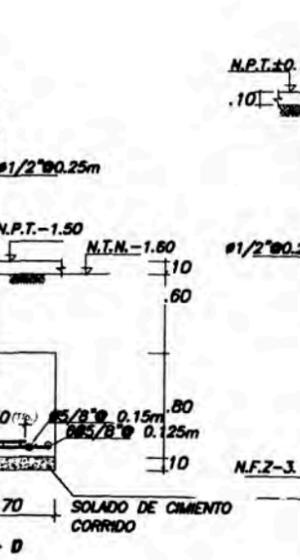
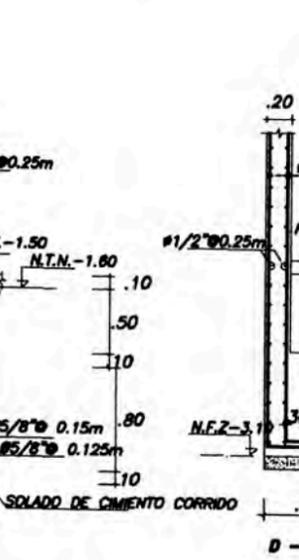
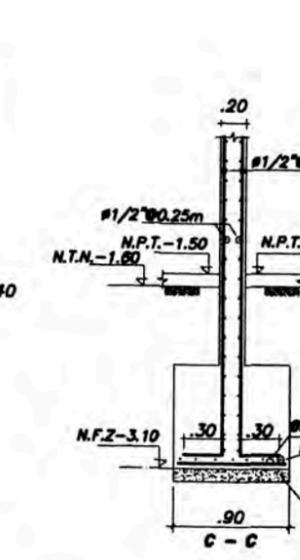
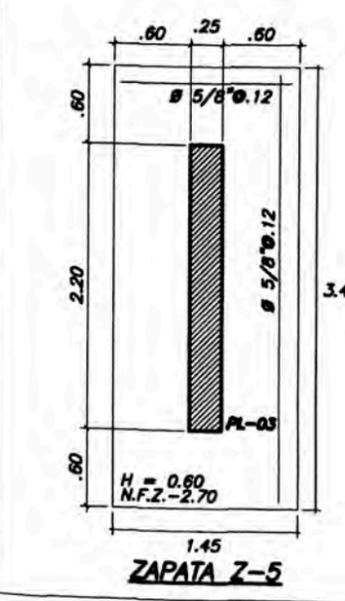
NOTA: EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALIJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

DOBLADO DE ESTRIBOS

LONGITUD DOBLADO	#	r	a
1/4"	1.3 cm.	6.5 cm.	
3/8"	2.0 cm.	10 cm.	
1/2"	2.5 cm.	12.5 cm.	

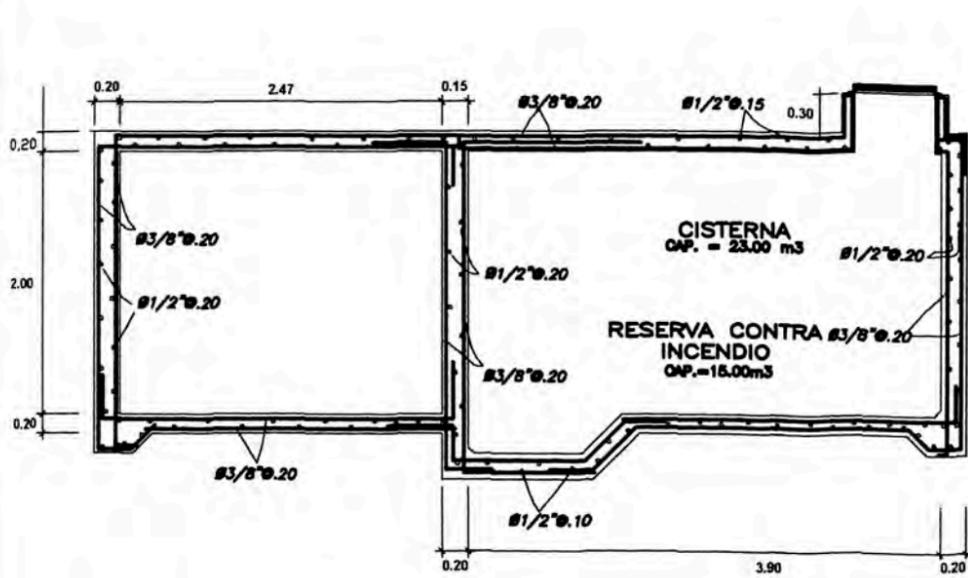
CUADRO DE COLUMNAS

PISO	TIPO	C-1	C-2
TORRE-BETA		#5/8" @ 0.25 #5/8" @ 0.25 #5/8" @ 0.25	#5/8" @ 0.25 #5/8" @ 0.25 #5/8" @ 0.25
		8 #5/8"	4 #5/8" + 4 #1/2"
		17 #3/8" @ 0.05 + 5 #0.1 + r @ 0.25	17 #3/8" @ 0.05 + 5 #0.1 + r @ 0.25

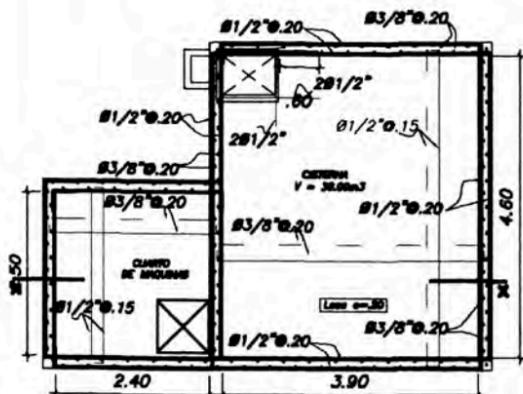


UNI-FIC T.A.C. 2008

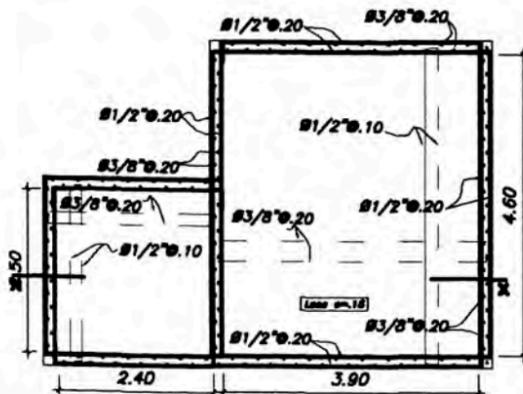
INTEGRANTES:	OMAR CABALLERO SANCHEZ	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:	LOS OLIVOS
	JESUS GRUALVA TEJEDA	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION N° 08
	CARLOS GUTIERREZ RAMOS	PLANO:	ESTRUCTURAS
	RODOLFO LAGOS MURRIETA	DETALLES DE CIMENTACION	LAMINA: E-02
	CYNTHIA SAYAS OROCAJA	PROYECTO:	REVISO:
		APROBO:	FECHA: Octubre 2008
			ESCALA: 1/80



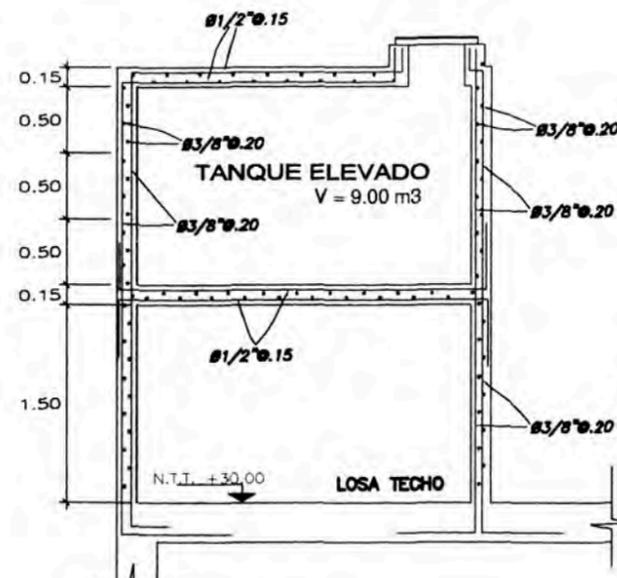
CORTE X - X



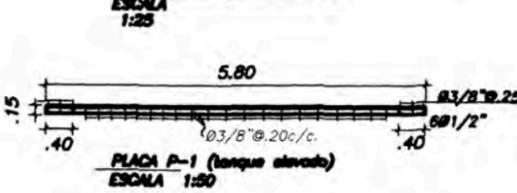
PLANTA TECHO CISTERNA



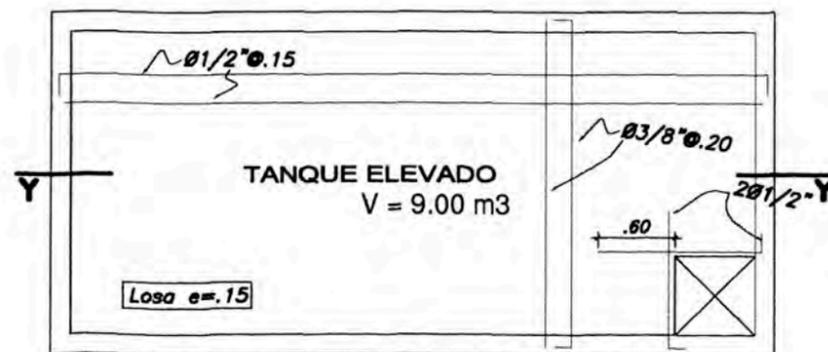
PLANTA PISO CISTERNA



CORTE Y - Y



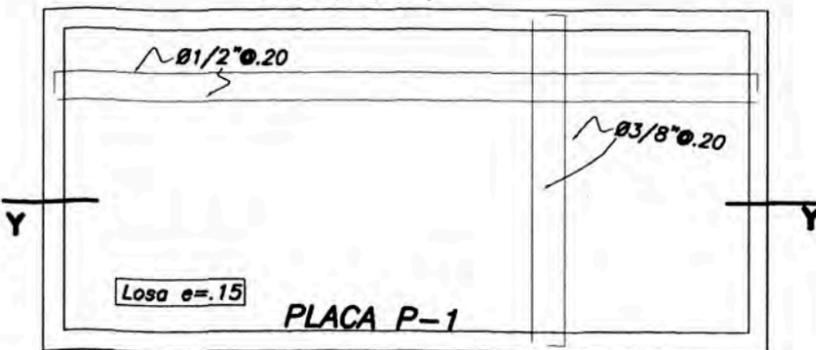
PLACA P-1 (tanque elevado)



PLANTA TECHO TANQUE ELEVADO

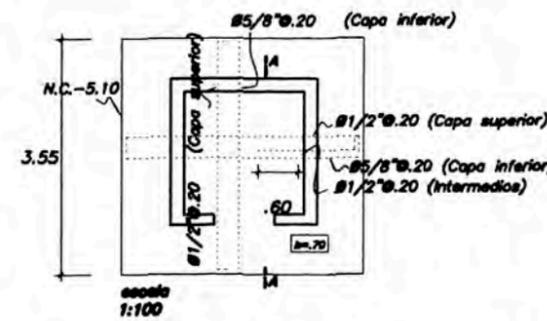
ESCALA 1:50

PLACA P-1

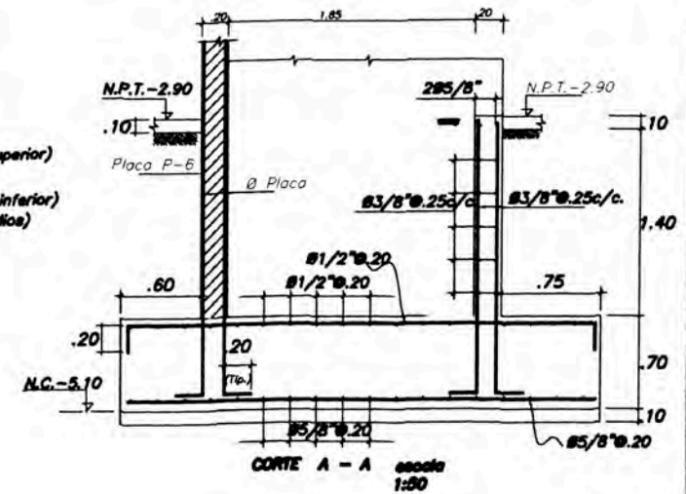


PLANTA PISO TANQUE ELEVADO

ESCALA 1:50

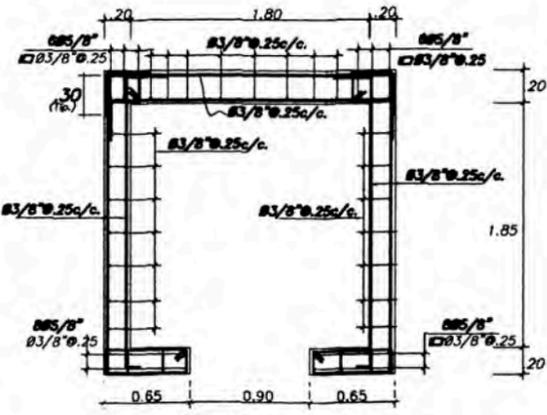


ESCALA 1:100



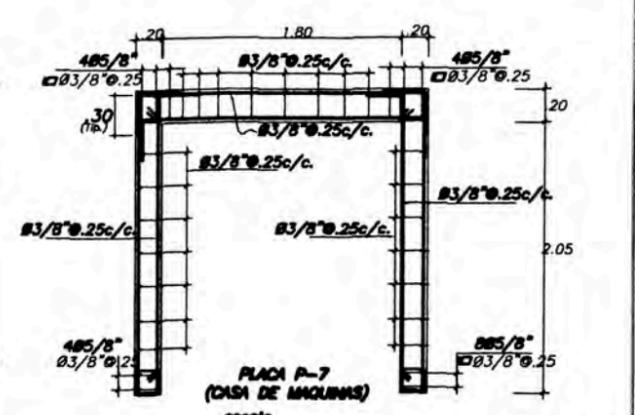
CORTE A - A

ESCALA 1:50



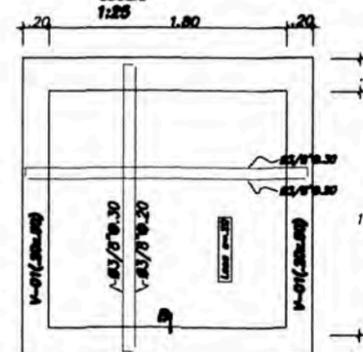
PLACA P-7 (TODOS LOS PISOS)

ESCALA 1:25



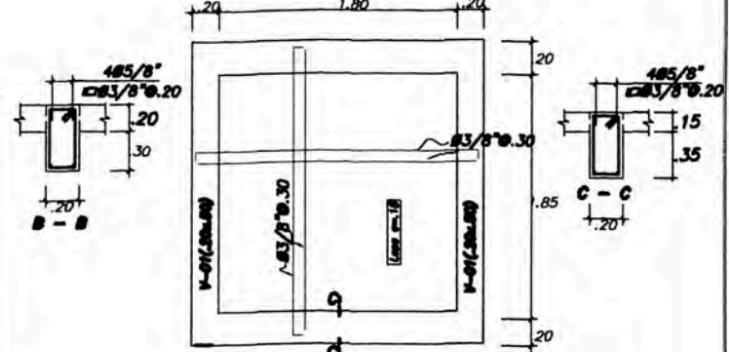
PLACA P-7 (CASA DE MAQUINAS)

ESCALA 1:25



PLANTA PISO CASA MAQUINAS

ESCALA 1:25



PLANTA TECHO CASA MAQUINAS

ESCALA 1:25

UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:			
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"			
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:	LOS OLIVOS		
	JESUS GRUJALVA TEJEDA	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION N° 08		
	CARLOS GUTIERREZ RAMOS	PLANO:	ESTRUCTURAS		
	RODOLFO LAGOS MURRIETA	PLANO:	CISTERNA, TANQUE ELEVADO, ASCENSOR		
CYNTHIA SAYAS OROCALJA	PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA: Octubre 2008	
				ESCALA: 1/50	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO:	
Cimientos corridos	Indicados
Elem. Estructurales	$f'c=280\text{Kg/cm}^2$
Otras estruc.	$f'c=210\text{Kg/cm}^2$
ALBAÑILERIA	$f'm=45\text{Kg/cm}^2$
ACERO	$f_y=4,200\text{Kg/cm}^2$
CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO:	
	$\bar{w}=4.0\text{Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS LIBRES:	
Muros de contención	3.0cm.
Vigas peraltadas y columnas	4.0cm.
Losas, vigas chatas y placas	3.0cm
Escalera y Aligerados	2.0cm.
Zapatas	7.5cm.
SOBRECARGAS	
Techo semi-sotano	250Kg/m ²
Techo 1° piso	200Kg/m ²
Techos típicos	200Kg/m ²
Azotea	100Kg/m ²

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES DE ARMADURAS

Ø	ANCLAJE	TRASLAPE
1/4"	0.45	0.55
3/8"	0.45	0.55
1/2"	0.50	0.60
5/8"	0.60	0.75
3/4"	0.70	0.80
1"	1.20	1.65

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

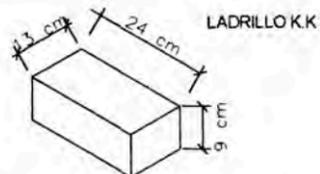
Reglamento Nacional de Construcciones
Normas de Diseño Sismo-Resistente. (E-030)
Normas Técnicas de Edificación (E-020, E-060, E-070)

OBSERVACIONES:

Los muros acurados son portantes y serán de ladrillo king-kong ó corriente industrial hecho a máquina.
Los muros no portantes se levantarán a su altura total después del desencofrado del techo con ladrillo tipo pandereta.

CARACTERISTICAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

Unidad (Ladrillo Tipo IV)	$f'b=130\text{Kg/cm}^2$
Espesor mínimo	e.min.=.14
% máxima de vacíos	30%
Mortero	1:4 (cemento arena)
Espesor juntas mortero	e.min.=0.9cm. e.max.=1.5cm
ALBAÑILERIA	$f'm= 35 \text{ Kg./cm}^2$.



REFUERZO:

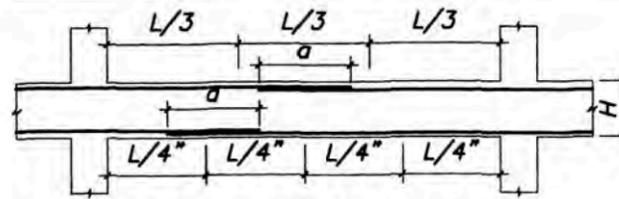
* Todo refuerzo será doblado en frío, salvo indicación del Ingeniero Residente.
DEBEN CUMPLIR CON LA NORMA ITINTEC 339.005 PARA ELEMENTOS DE CONCRETO.

INFORMACION DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

- Sistema estructural sismo resistente:
x-x: sistema dual (pórticos y placas de concreto armado)
y-y: sistema dual (pórticos y placas de concreto armado)
- Parámetros de definición de la fuerza sísmica.
 $Z=0.4$
 $U=1.0$
 $C=1.08$ en x-x, $C=1.34$ en y-y
 $S=1.0$
 $R=3/4 \times 7=5.25$ (en x-x) $R=3/4 \times 7=5.25$ (en y-y)
- Máximo desplazamiento de la estructura
En x-x relativo = 0.0052 En y-y relativo = 0.0051
Absoluta = 1.48cm. Absoluta = 1.45cm.

CARACTERISTICAS DE SUELO

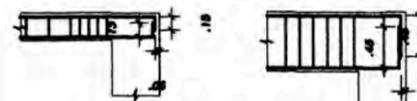
CLASIFICACION DE SUELO:
SEGUN CLASIFICACION SUCS: "GP" GRAVA MAL GRADADA
PESO ESPECIFICO : 2.2 TN/M3
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO: 4 KG/CM2



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

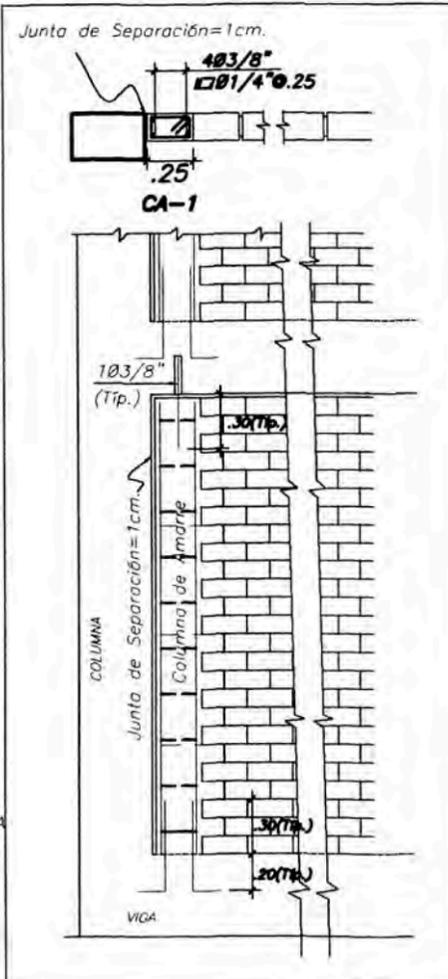
VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

- NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % ó CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" ó 5/8".



CHATAS PERALTADAS ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

Ø	a
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.30



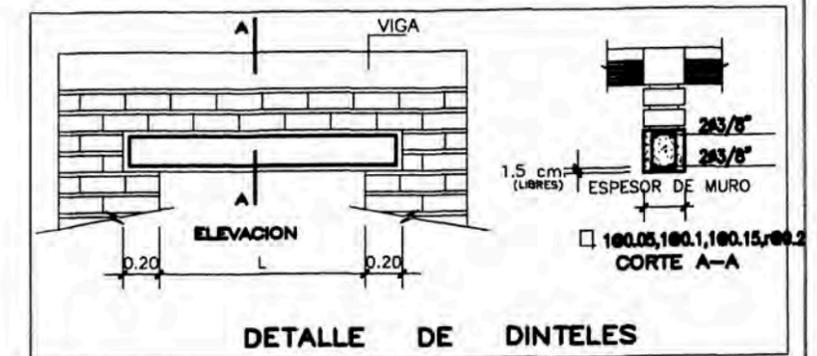
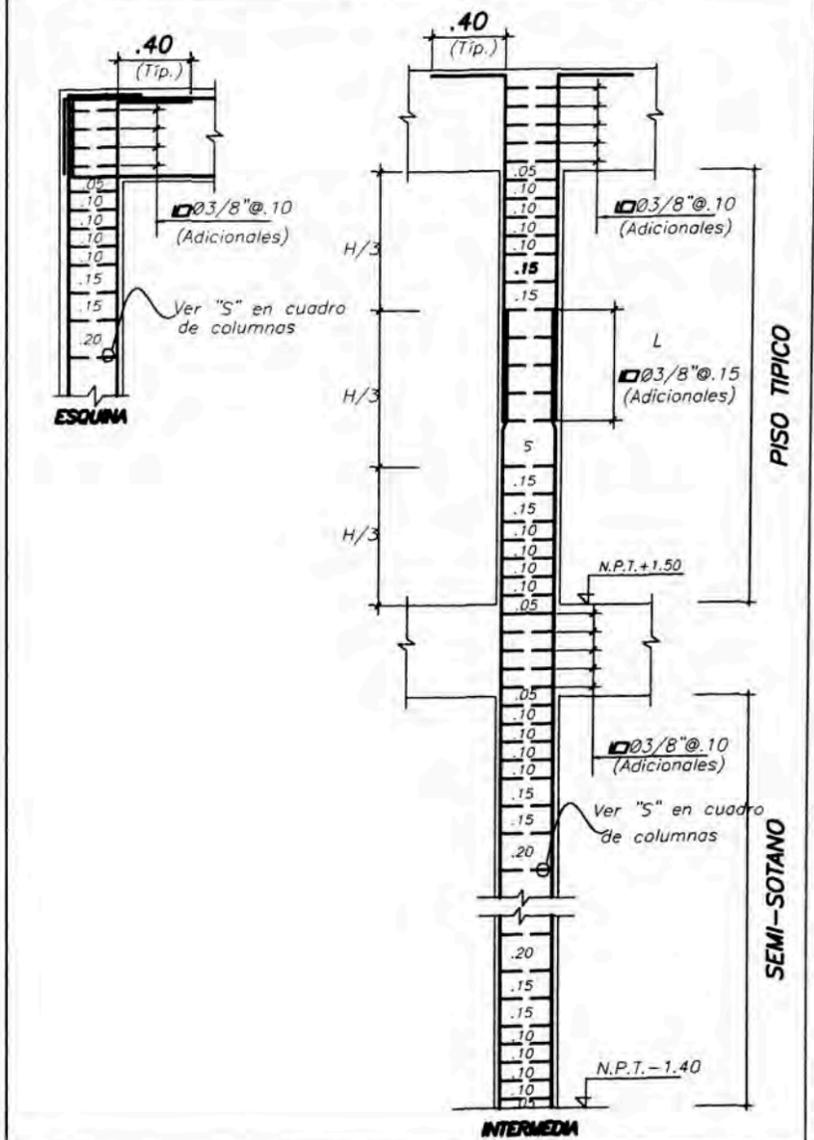
CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS	
Ø	G(cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

NOTA:
EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

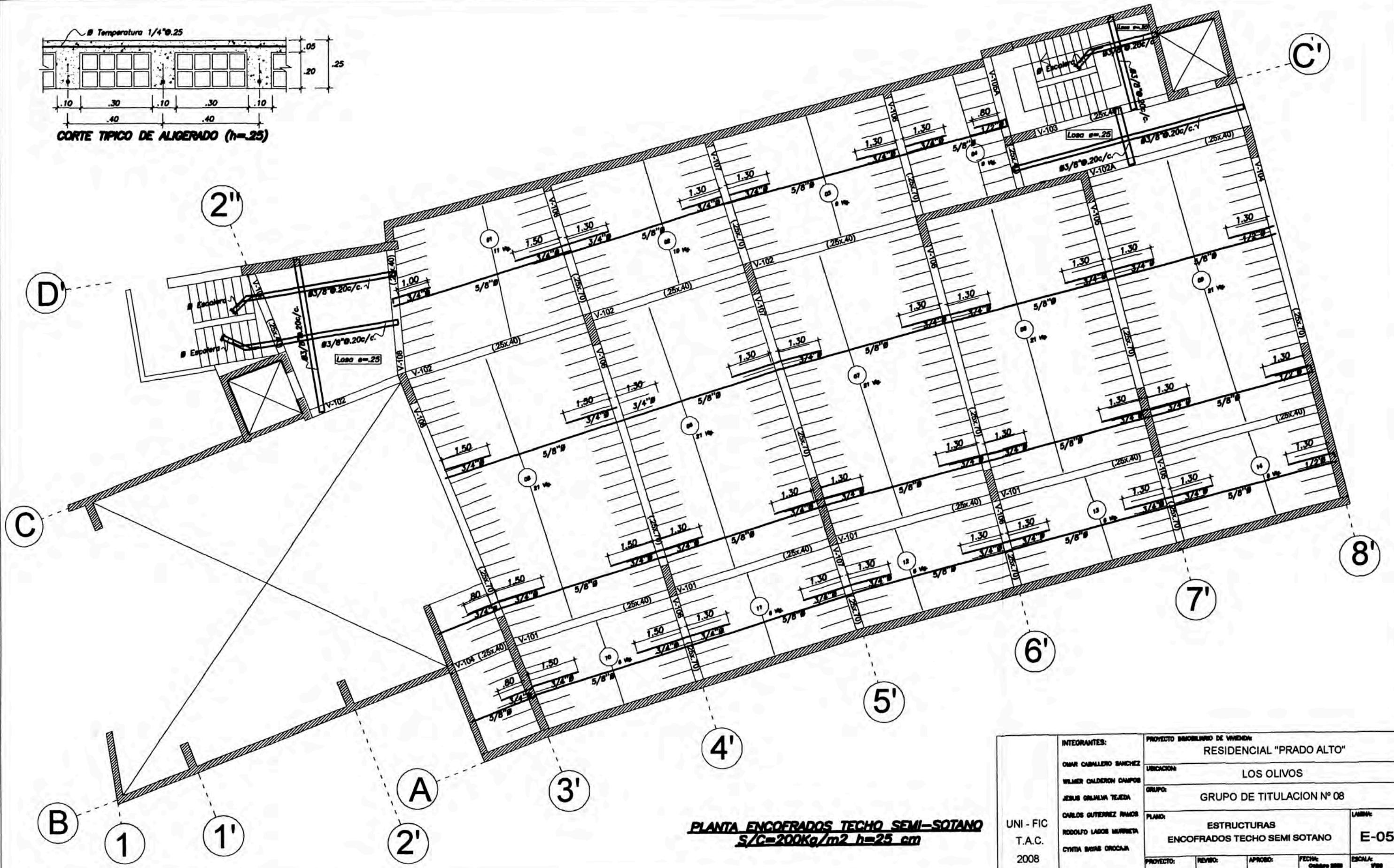
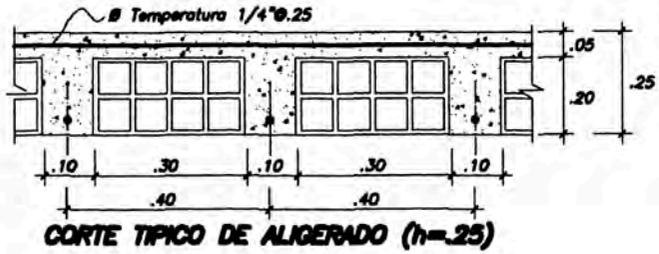
DOBLADO DE ESTRIBOS

LONGITUD DE DOBLADO	Ø	r	a
	1/4"	1.3 cm.	6.5 cm.
	3/8"	2.0 cm.	10 cm.
	1/2"	2.5 cm.	12.5 cm.

DETALLE TIPICO DE UNIONES DE VIGAS CON COLUMNAS

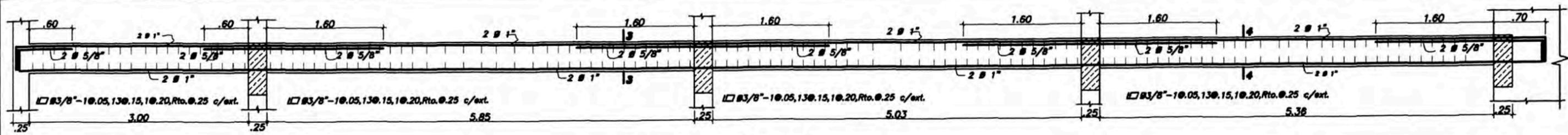


UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:	
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"	
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:	LOS OLIVOS
	JESUS BRUALVA TEJEDA	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION Nº 08
	CARLOS GUTIERREZ RAMOS	PLANO:	ESTRUCTURAS
RODOLFO LAGOS MURRIETA	CYNTIA SAYAS OROCAJA	ESPECIFICACIONES TECNICAS	LAMINA: E-04
PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA: Octubre 2008
			ESCALA: 1/50

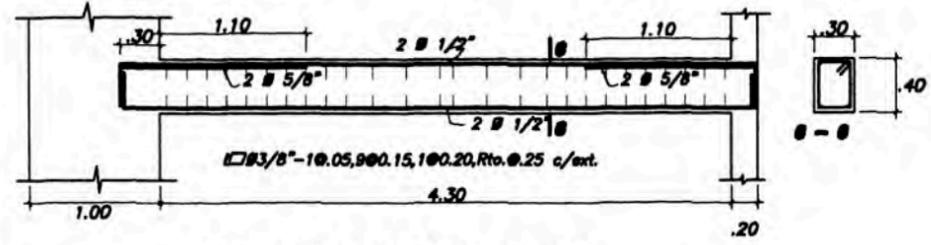


PLANTA ENCOFRADOS TECHO SEMI-SOTANO
S/C=200Kg/m² h=25 cm

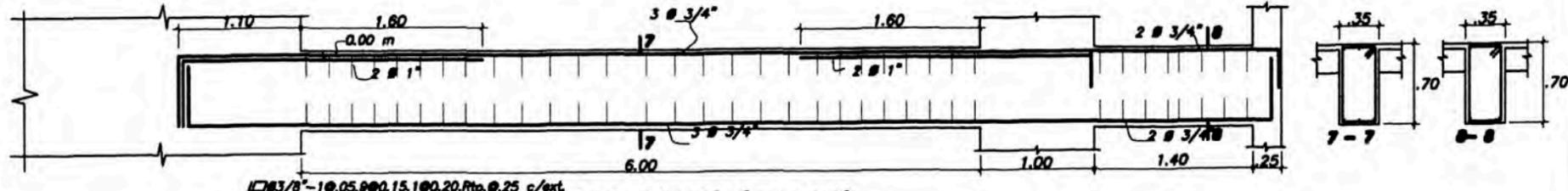
UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES: OMAR CABALLERO SANCHEZ WILMER CALDERON CAMPOS JESUS ORLANDA TEJEDA CARLOS GUTIERREZ RAMOS RODOLFO LAGOS MURRIETA CYNTHIA BARRI CROCCIA	PROYECTO BIENESTAR DE VIVIENDA: RESIDENCIAL "PRADO ALTO"			
		UBICACION: LOS OLIVOS			
		GRUPO: GRUPO DE TITULACION N° 08			
		PLANO: ESTRUCTURAS ENCOFRADOS TECHO SEMI SOTANO		LAMINA: E-05	
		PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA: Octubre 2008



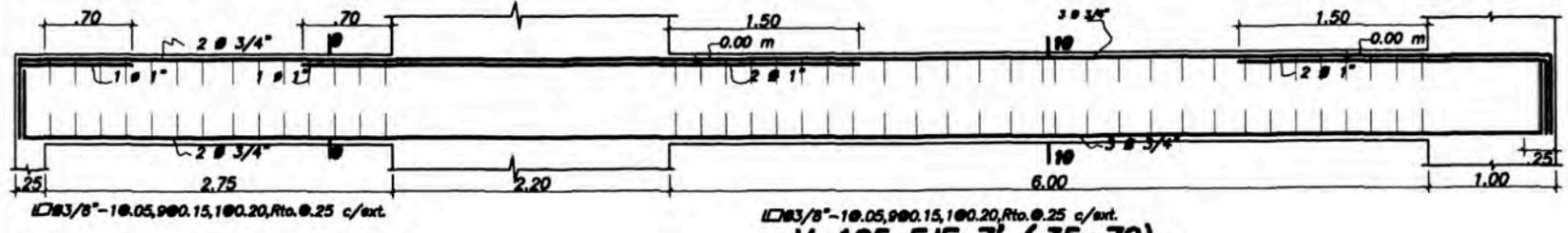
V-102 EJE C (.30x.40)



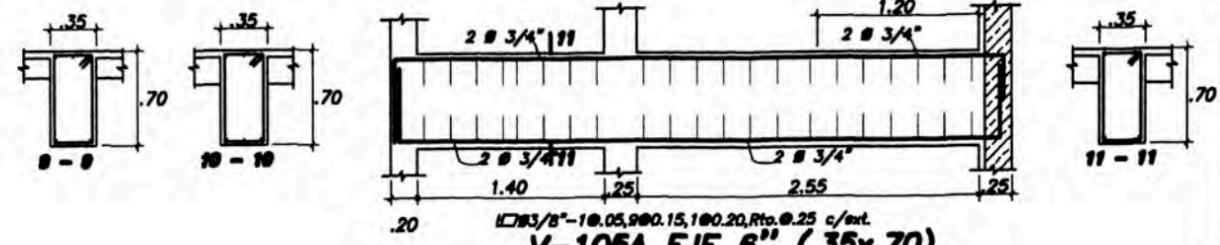
V-103 EJE C' (.30x.40)



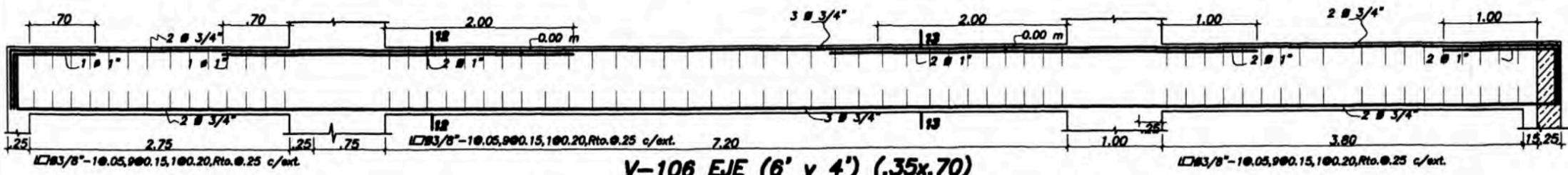
V-104 EJE B' (.35x.70)



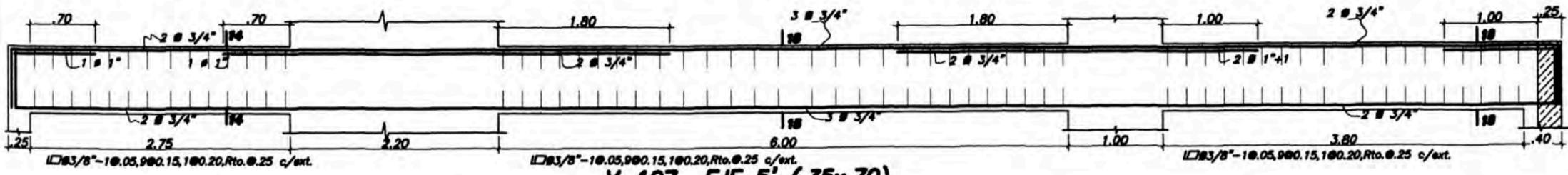
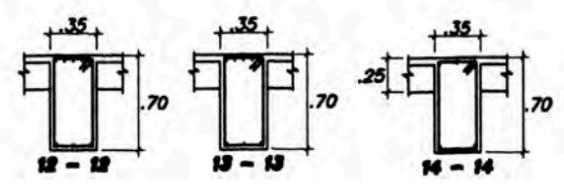
V-105 EJE 7' (.35x.70)



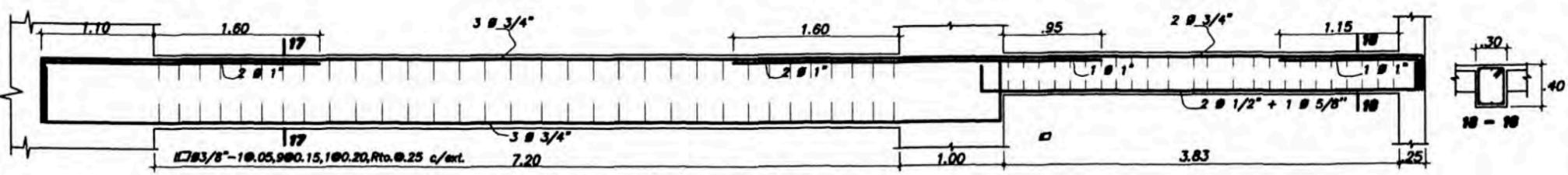
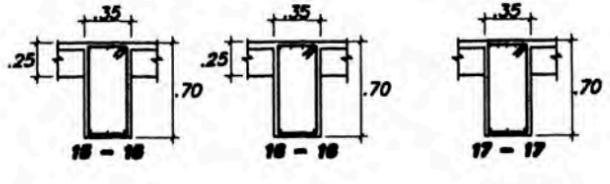
V-105A EJE 6'' (.35x.70)



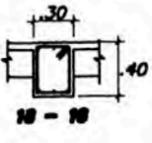
V-106 EJE (6' y 4') (.35x.70)



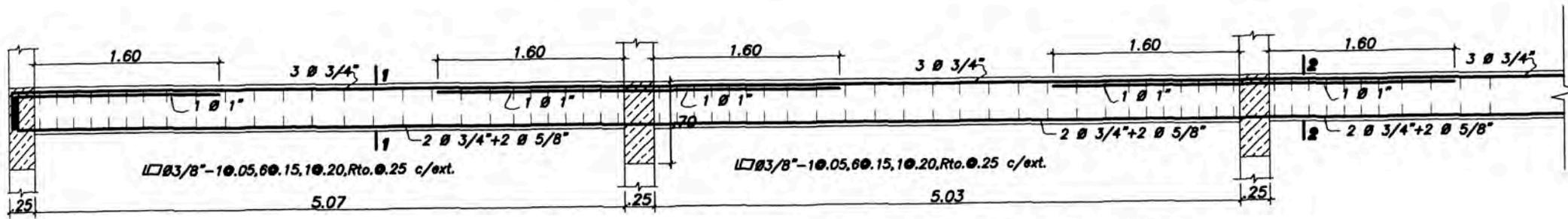
V-107 EJE 5' (.35x.70)



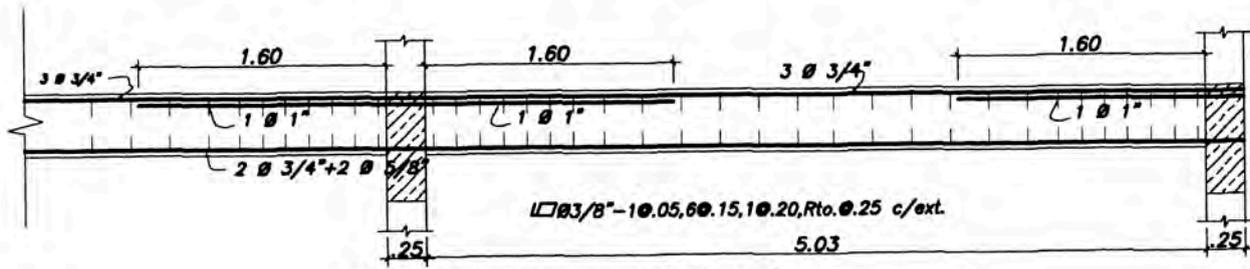
V-108 EJE 3' (.35x.70)



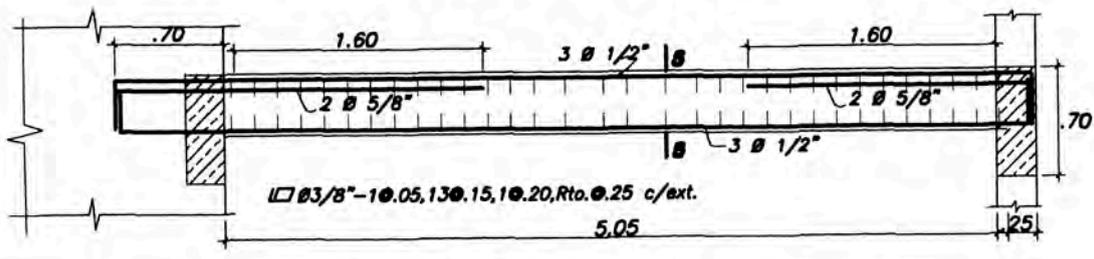
UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:		
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"		
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:		
	JESUS ORLANDA TEJEDA	LOS OLIVOS		
	CARLOS GUTIERREZ RAMOS	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION N° 08	
RODOLFO LAGO MARRIETA	PLANO:	ESTRUCTURAS		
CYNTHA SHINE OROJEA	DETALLES DE VIGAS TECHO SEMI-SÓTANO	LAMINA:	E-06	
PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA:	ESCALA:
			Octubre 2008	1/20



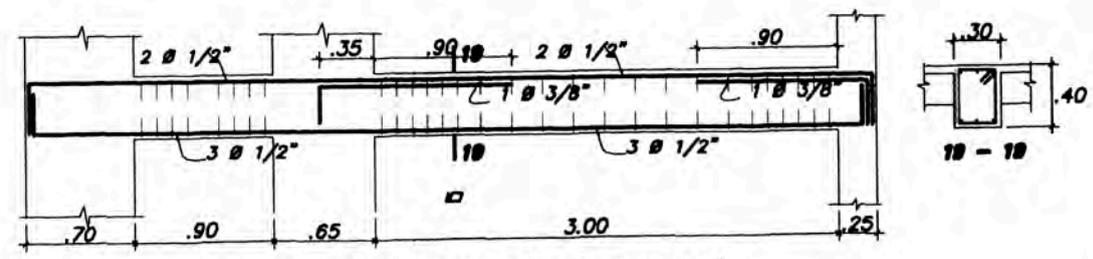
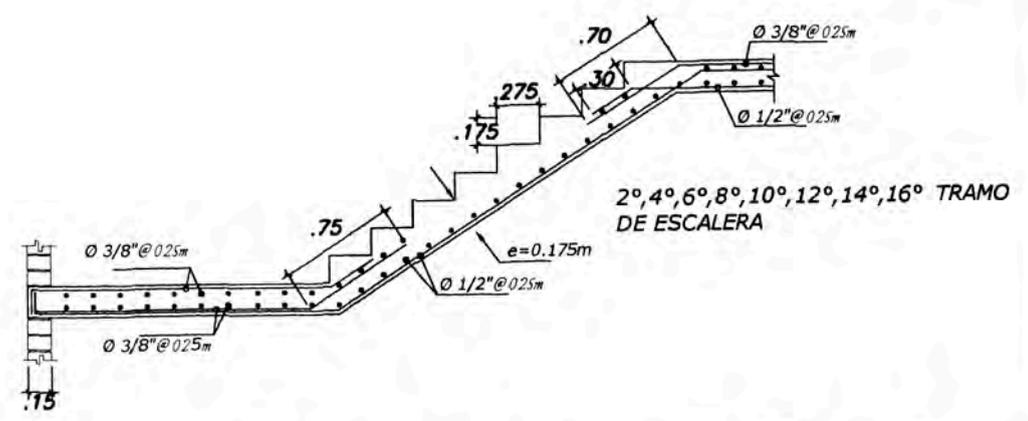
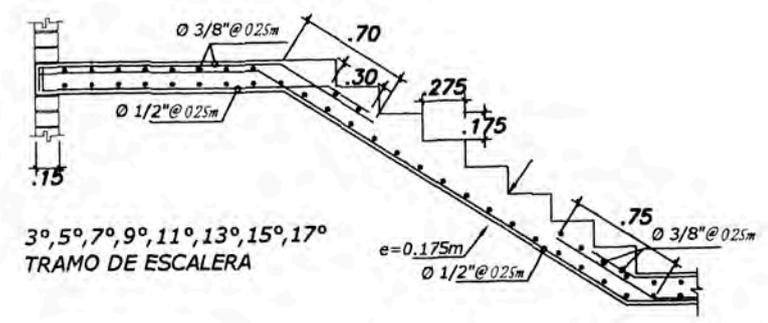
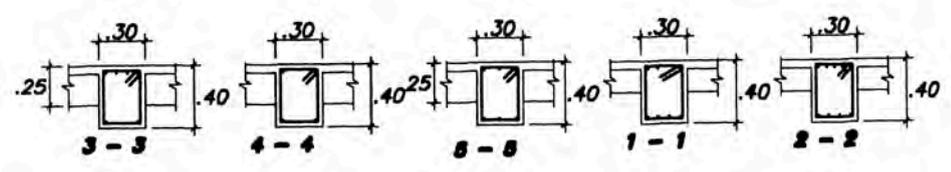
V-101 EJE B (.30x.40)



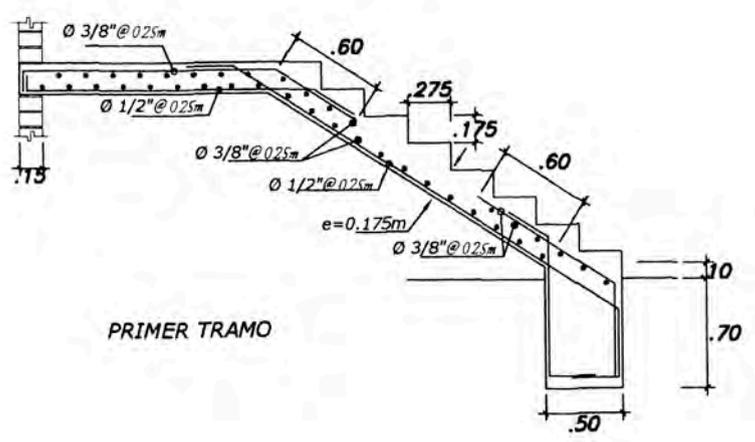
V-101 EJE B (.30x.40)



V-102A EJE C (.30x.40)

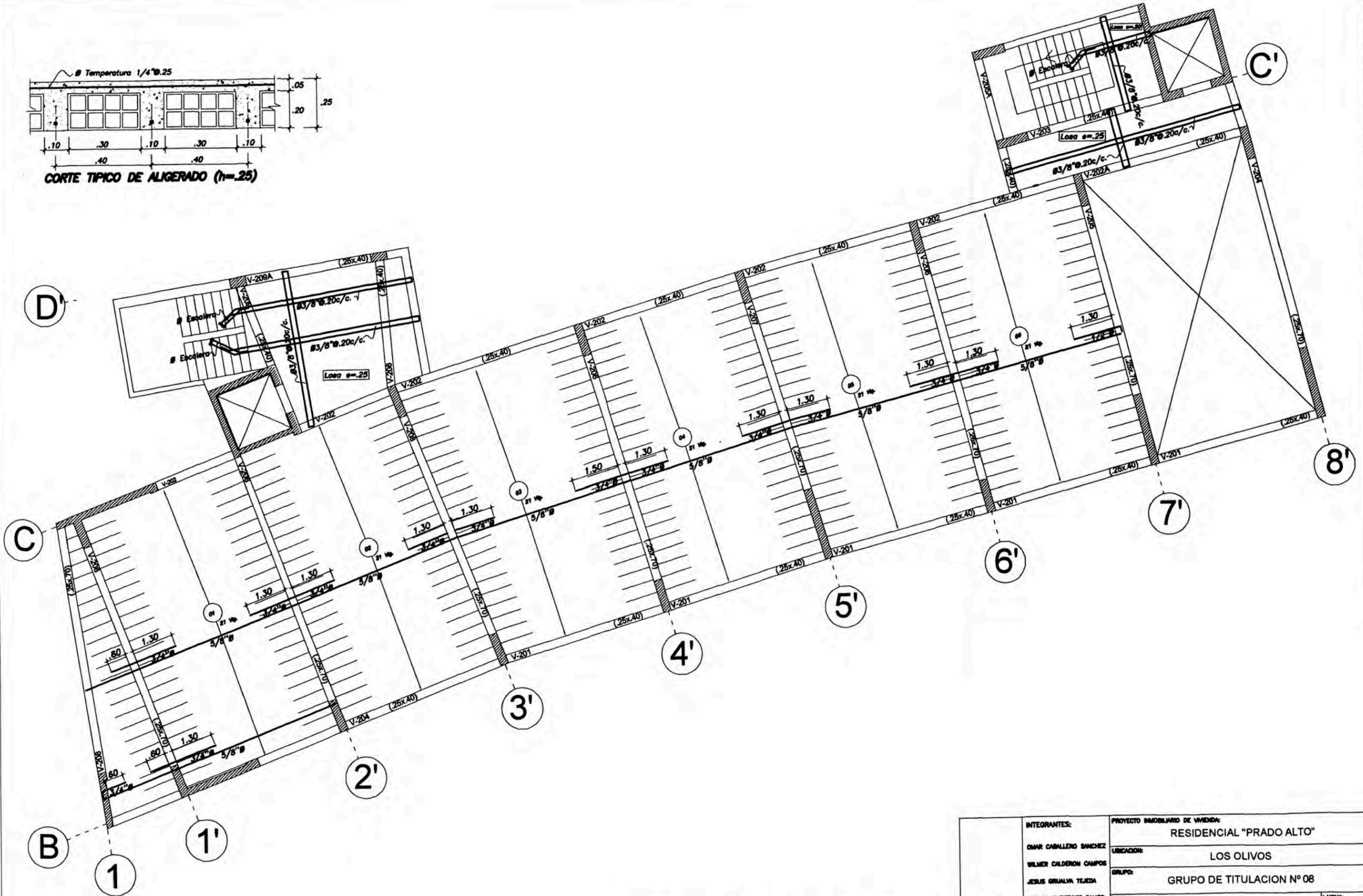
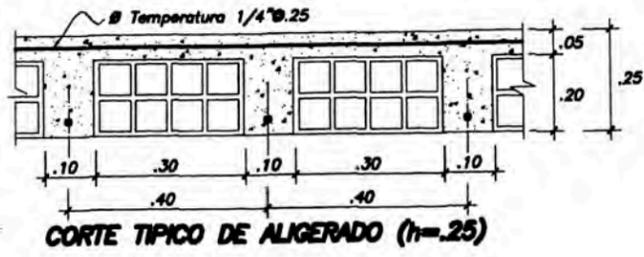


V-109 EJE 2" (.30x.40)



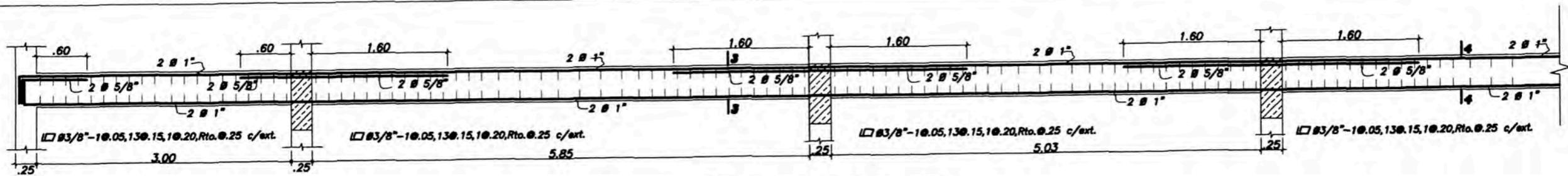
PRIMER TRAMO

UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:			
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"			
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:			
	JESUS GRUALVA TEJEDA	LOS OLIVOS			
	CARLOS GUTIERREZ RAMOS	GRUPO:			
	RODOLFO LAGOS MURRIETA	GRUPO DE TITULACION N° 08			
	CYNTHIA SAYAS OROCAJA	PLANO:	ESTRUCTURAS		LAMINA:
	DETALLES DE VIGAS TECHO SEMI-SÓTANO		E-07		
	PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA:	ESCALA:
				Octubre 2008	1/75

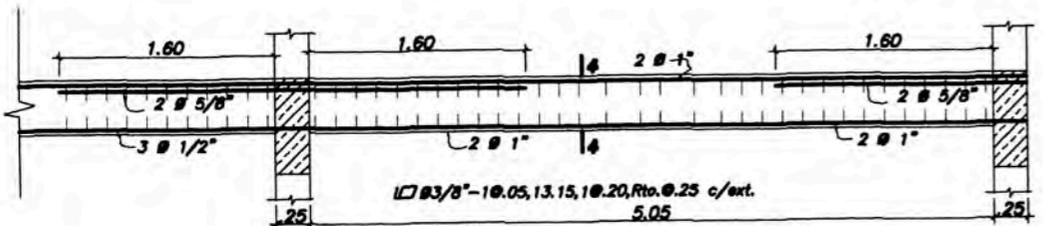


PLANTA ENCOFRADOS TECHO NIVEL TÍPICO
S/C=200Kg/m² h=25 cm

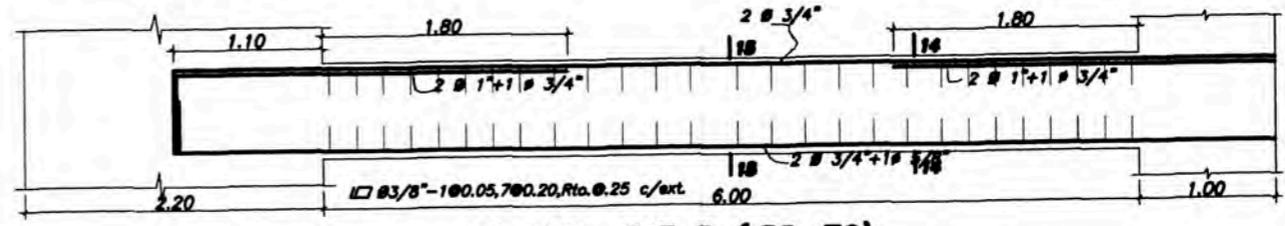
UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:		
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"		
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:	LOS OLIVOS	
	JESUS GRIMALVA TEJEDA	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION N° 08	
	CARLOS GUTIERREZ RAMOS	PLANO:	ESTRUCTURAS	LAMINA:
	RODOLFO LAGOS MURRIETA	ENCOFRADOS TECHO NIVEL TÍPICO		E-08
CYNTHA SANCHEZ OROCAJA	PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA: Octubre 2008
				ESCALA: 1/50



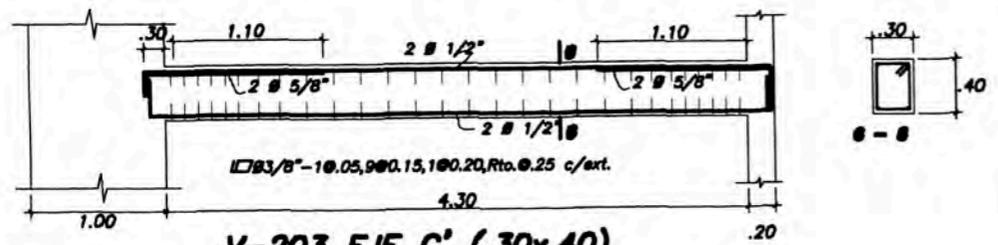
V-202 EJE C (.30x.40)



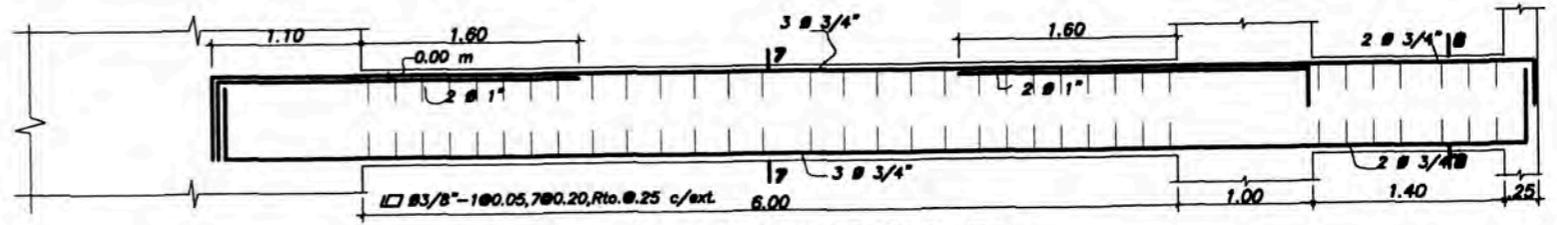
V-202 EJE C (.30x.40)



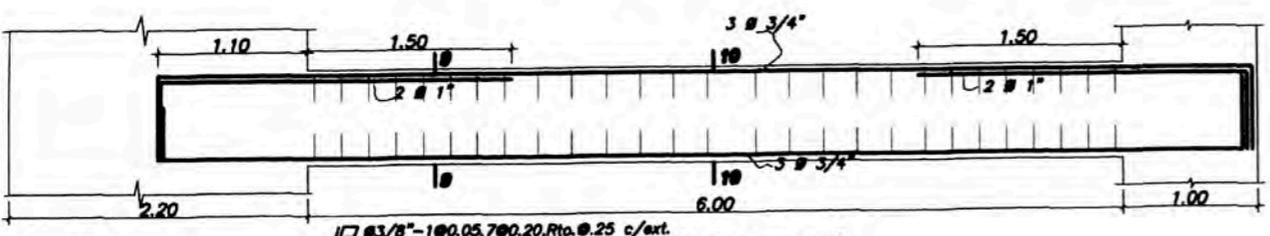
V-207 EJE 5 (.35x.70)



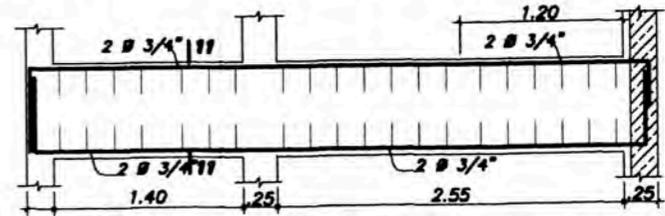
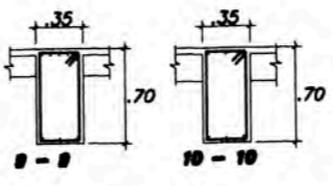
V-203 EJE C' (.30x.40)



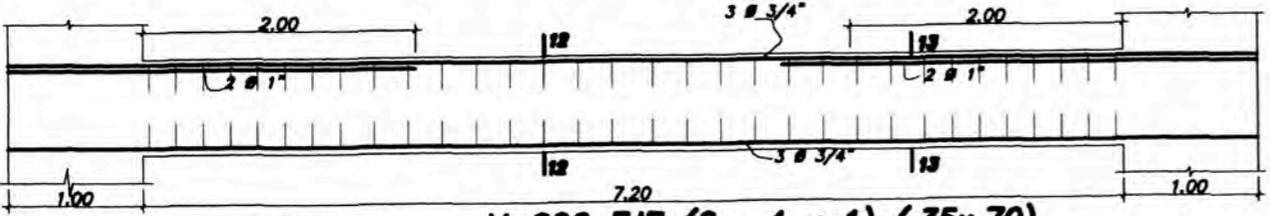
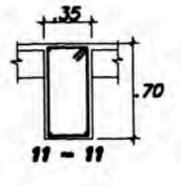
V-204 EJE 8' (.35x.70)



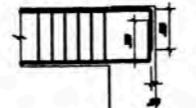
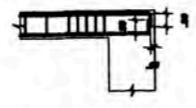
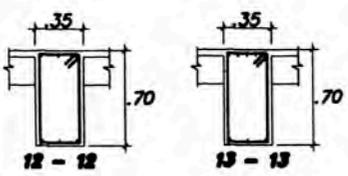
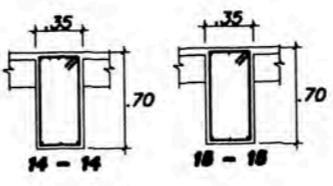
V-205 EJE 7' (.35x.70)



V-205A EJE 6" (.35x.70)



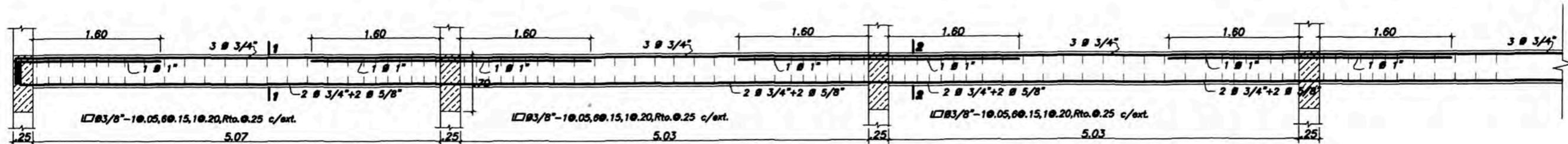
V-206 EJE (6 , 4 y 1) (.35x.70)



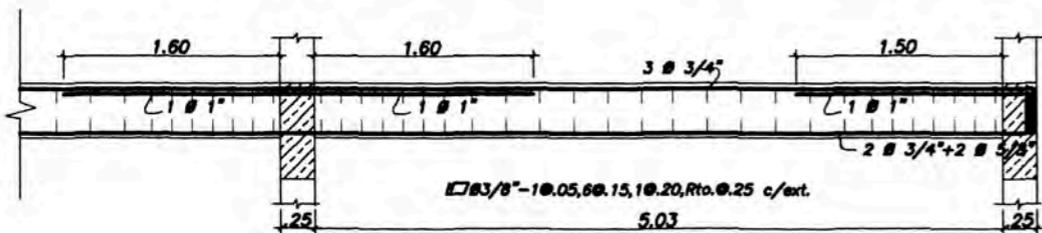
#	Ø
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.30

ANGLAJE TÍPICO DE VIGAS

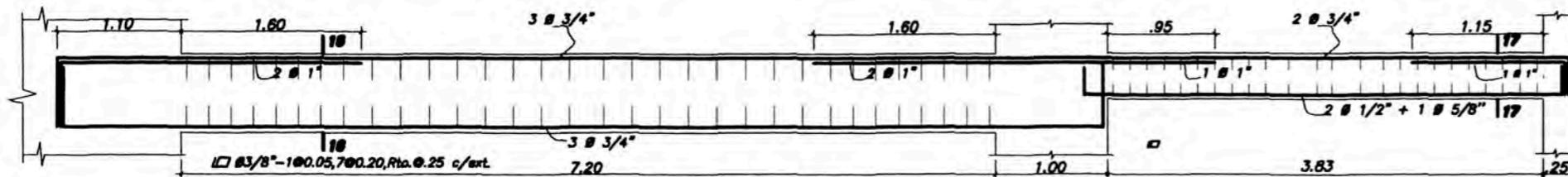
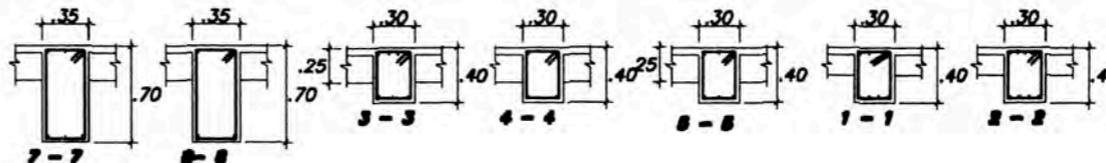
UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VENTA:			
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"			
	WILMER CALDERON CAMPOS	UBICACION:	LOS OLIVOS		
	JESUS ORJALVA TEJEDA	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION N° 08		
CARLOS GUTIERREZ RAMOS	PLANO:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:		
RODOLFO LAGOS MARRIETA	DETALLES DE VIGAS NIVEL TÍPICO			E-09	
CYNTHA BARRA OROCALA	PROYECTO:	REVISÓ:	APROBO:	FECHA:	ESCALA:
				Octubre 2008	1/75



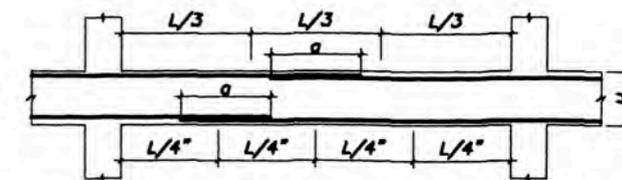
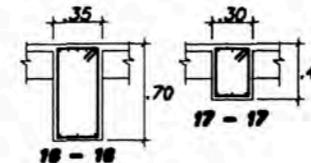
V-201 EJE B (.30x.40)



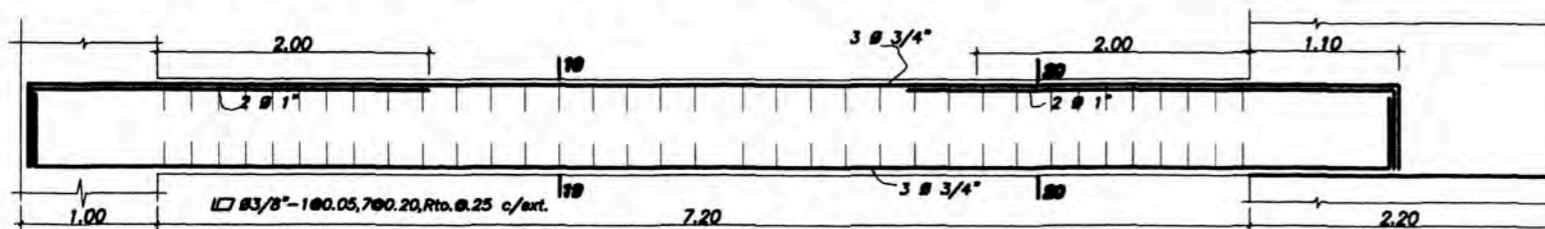
V-201 EJE B (.30x.40)



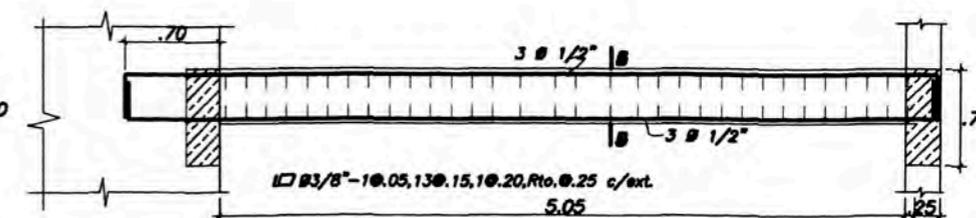
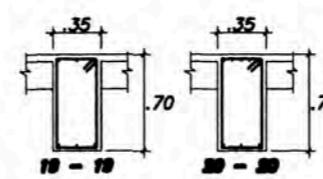
V-208 EJE 3' (.35x.70)



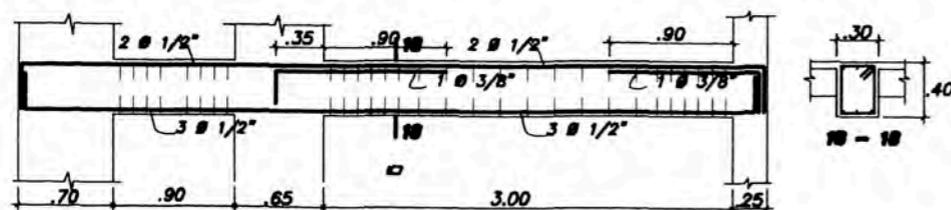
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS



V-208 EJE 2' (.35x.70)



V-202A EJE C (.30x.40)



V-209 EJE 2'' (.30x.40)

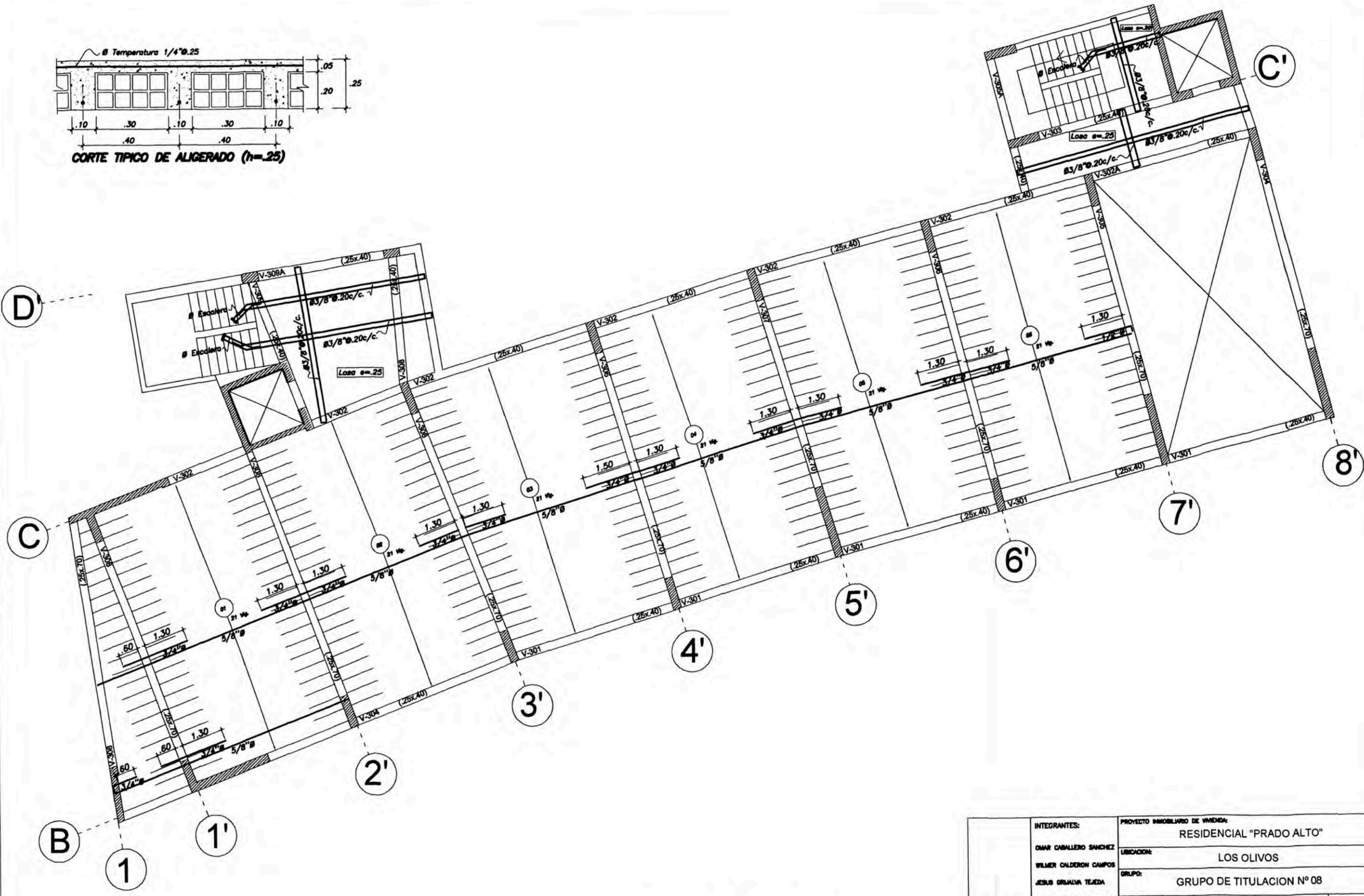
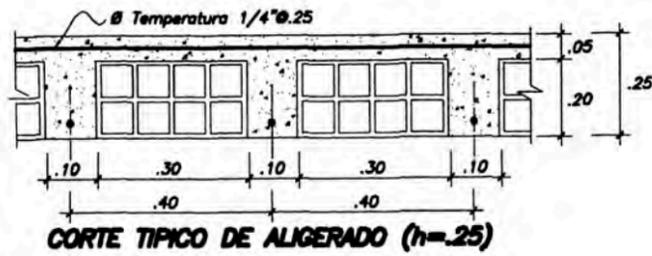
VALORES DE α		
#	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

NOTA-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.

(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.

(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES:	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA:	RESIDENCIAL "PRADO ALTO"
	OMAR CABALLERO SANCHEZ	UBICACION:	LOS OLIVOS
	WILMER CALDERON CAMPOS	GRUPO:	GRUPO DE TITULACION N° 08
	JESUS GRIMALIA TEJEDA	PLANO:	ESTRUCTURAS DETALLES DE VIGAS NIVEL TÍPICO
CARLOS GUTIERREZ RAMOS	RODOLFO LAROS MURRIETA	CYNTHIA BRIAS OROCALA	LAMINA: E-10
PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA: Octubre 2008
			ESCALA: 1/75



PLANTA ENCOFRADOS AZOTEA
S/C=100Kg/m² h=25 cm

UNI - FIC T.A.C. 2008	INTEGRANTES: OMAR CABALLERO SANCHEZ WILMER CALDERON CAMPOS JESUS ORJALVA TEJEDA CARLOS GUTIERREZ RAMOS RODOLFO LAGOS MURRETA CYNTHIA SKYAS OROCAJA	PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA: RESIDENCIAL "PRADO ALTO"	UBICACION: LOS OLIVOS	GRUPO: GRUPO DE TITULACION N° 08	PLANO: ESTRUCTURAS ENCOFRADOS AZOTEA	LAMINA: E-11
	PROYECTO:	REVISO:	APROBO:	FECHA: Octubre 2008	ESCALA: 1/50	