

*CONFERENCIA
CONCEPTOS DE DISEÑO
ESTRUCTURAL DE MUROS DE
CONCRETO ARMADO EN EL
PERU*

ASOCEM

ANTONIO BLANCO BLASCO

DANIEL CHANG

HAROLD FLORES

Conceptos de diseño estructural de muros de concreto armado (placas) en el Perú



Estadio Nacional del Perú

Juan Antonio Blanco Blasco
Antonio Blanco Blasco Ingenieros EIRL
Agosto de 2015

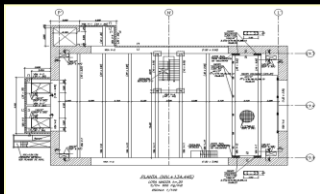
Esta presentación se enfoca en los muros de concreto armado (placas), como elementos estructurales con responsabilidad sismorresistente



Evolución de las estructuras de concreto armado en el Perú



Disposiciones normativas para el diseño de placas



Ejemplos de uso de placas en diversas estructuras peruanas



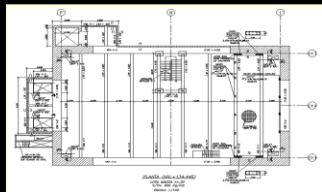
PRIMERA PARTE DE LA CONFERENCIA



Evolución de las estructuras de concreto armado en el Perú



Disposiciones normativas para el diseño de placas



Ejemplos de uso de placas en diversas estructuras peruanas



Desde la década de los 70 en el Perú se comienzan a usar muros de C.A., buscando dar mayor rigidez lateral a las edificaciones



*Edificio en la esquina de Av. Tacna y Av. Colmena
(sistema aporticado de 24 pisos)*

Los edificios hasta la década de los 60 tenían pocas placas. Sólo se usaban pórticos (columnas y vigas).



Los sismos 1966, 1970 y 1974 fomentaron grandes cambios en la forma de estructurar edificaciones en el Perú



Los principales problemas se generaron en columnas cortas de unidades escolares, en columnas más débiles que vigas, y en edificaciones cimentadas en zonas de suelo blando.

La foto muestra un edificio de PISCO, a dos cuadras de la Plaza de Armas.



Los sismos 1966, 1970 y 1974 fomentaron grandes cambios en la forma de estructurar edificaciones en el Perú



Foto de PISCO mostrando falta de rigidez en la dirección de la fachada.



Los sismos 1966, 1970 y 1974 fomentaron grandes cambios en la forma de estructurar edificaciones en el Perú



La columna corta siempre estuvo presente en los sismos del Perú.



Los sismos 1966, 1970 y 1974 fomentaron grandes cambios en la forma de estructurar edificaciones en el Perú



La falta de rigidez en la dirección paralela a la fachada.



Los sismos 1966, 1970 y 1974 fomentaron grandes cambios en la forma de estructurar edificaciones en el Perú



Se comienzan a utilizar programas de cómputo en el análisis de estructuras.

El ACI318 en 1971 incluye por primera vez un capítulo dedicado al diseño sismorresistente de edificaciones.

En 1976 se publica la primera norma de diseño sismorresistente en el Perú, con mayor información que el capítulo que había en el reglamento de 1970.



En las décadas de los 70 y 80 se generaliza el uso de placas en los linderos y en la dirección transversal



Se generaliza el uso de albañilería confinada para obtener rigidez en edificaciones de pocos pisos.

Surge preocupación en la interacción de la estructura con los tabiques de ladrillo.



En las décadas de los 70 y 80 se generaliza el uso de placas en los linderos y en la dirección transversal



En las décadas de los 70 y 80 se generaliza el uso de placas en los linderos y en la dirección transversal



El sismo de Nazca de 1996 pone en evidencia que la norma peruana de 1977 subestima las deformaciones sísmicas



Colegios flexibles en una dirección nuevamente presentan daños por columnas cortas, pese a la colocación de juntas en los tabiques.



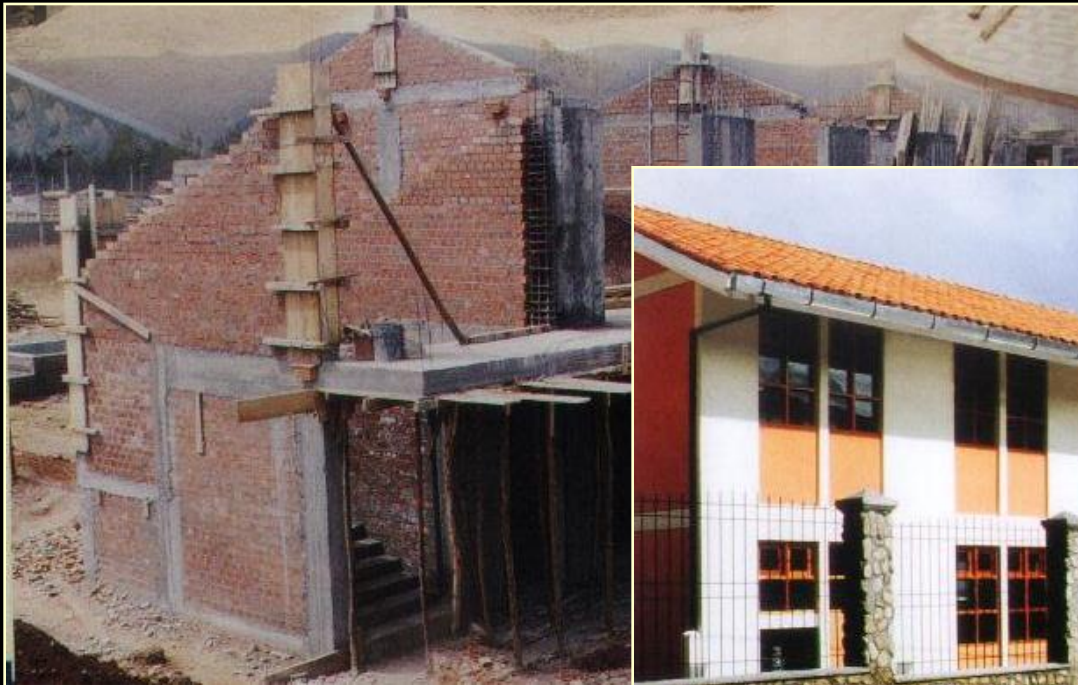
El sismo de Nazca de 1996 pone en evidencia que la norma peruana de 1977 subestima las deformaciones sísmicas



En 1997 se modifica el reglamento, el cual exige considerar mayor cantidad de placas para disminuir las deformaciones laterales.



El sismo de Nazca de 1996 pone en evidencia que la norma peruana de 1977 subestima las deformaciones sísmicas



En 1997 se modifica el reglamento, el cual exige considerar mayor cantidad de placas para disminuir las deformaciones laterales.



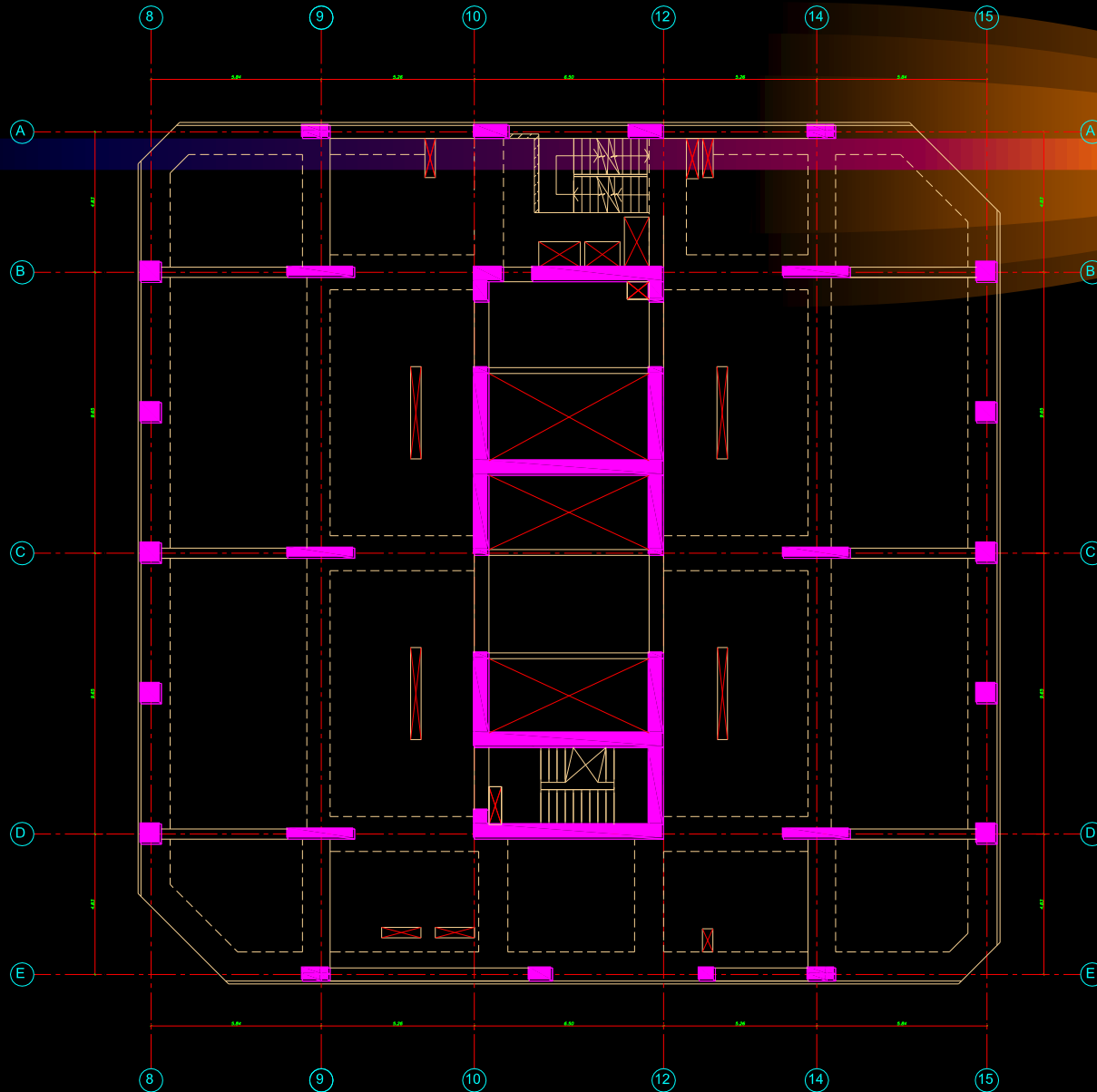


El problema actual es que pese a las exigencias actualizadas de la norma, existen muchas edificaciones de mediana altura con placas insuficientes

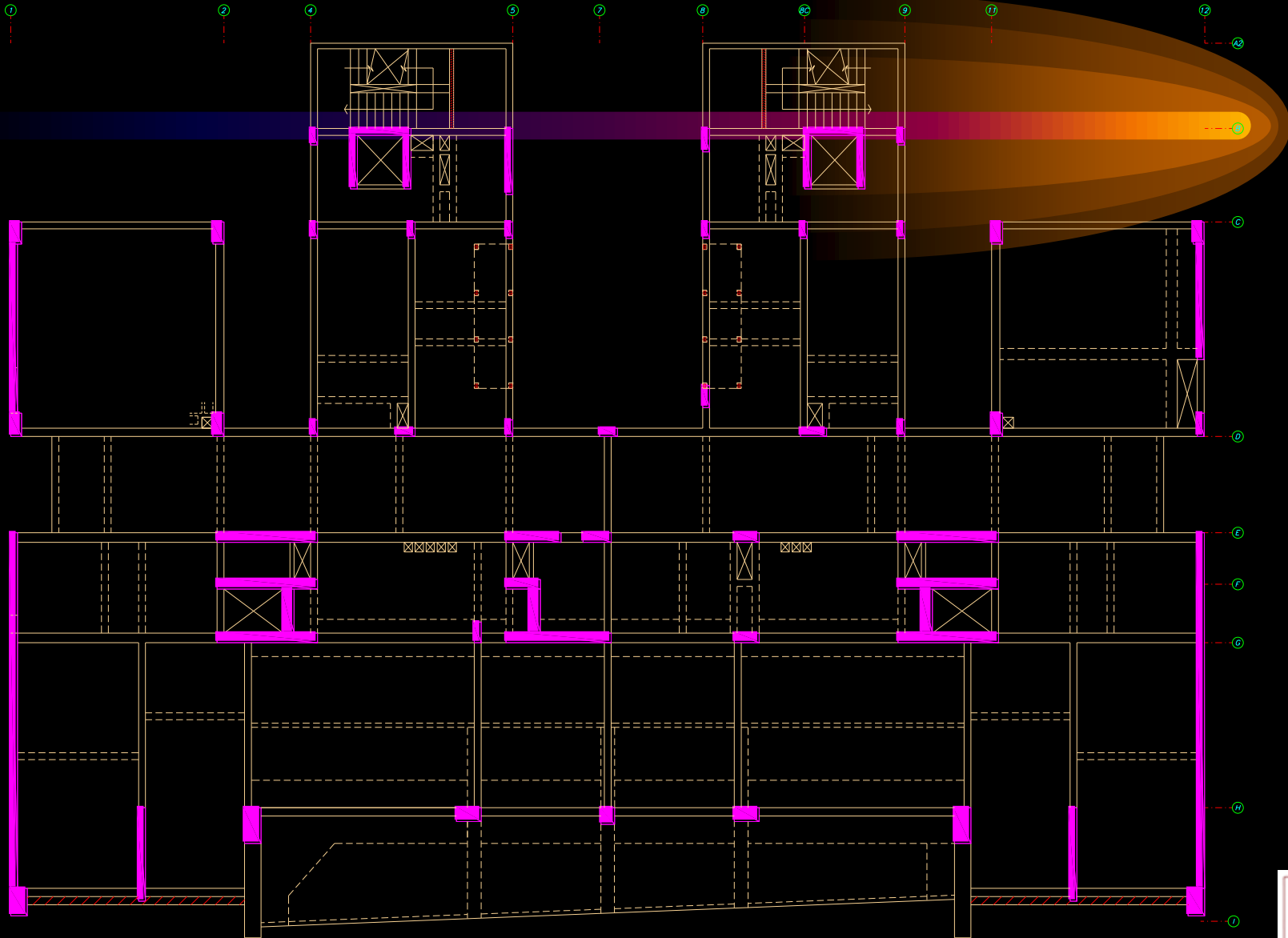
Se presentan a continuación algunas estructuras contemporáneas de concreto armado que presentan una densidad de placas en planta adecuada.



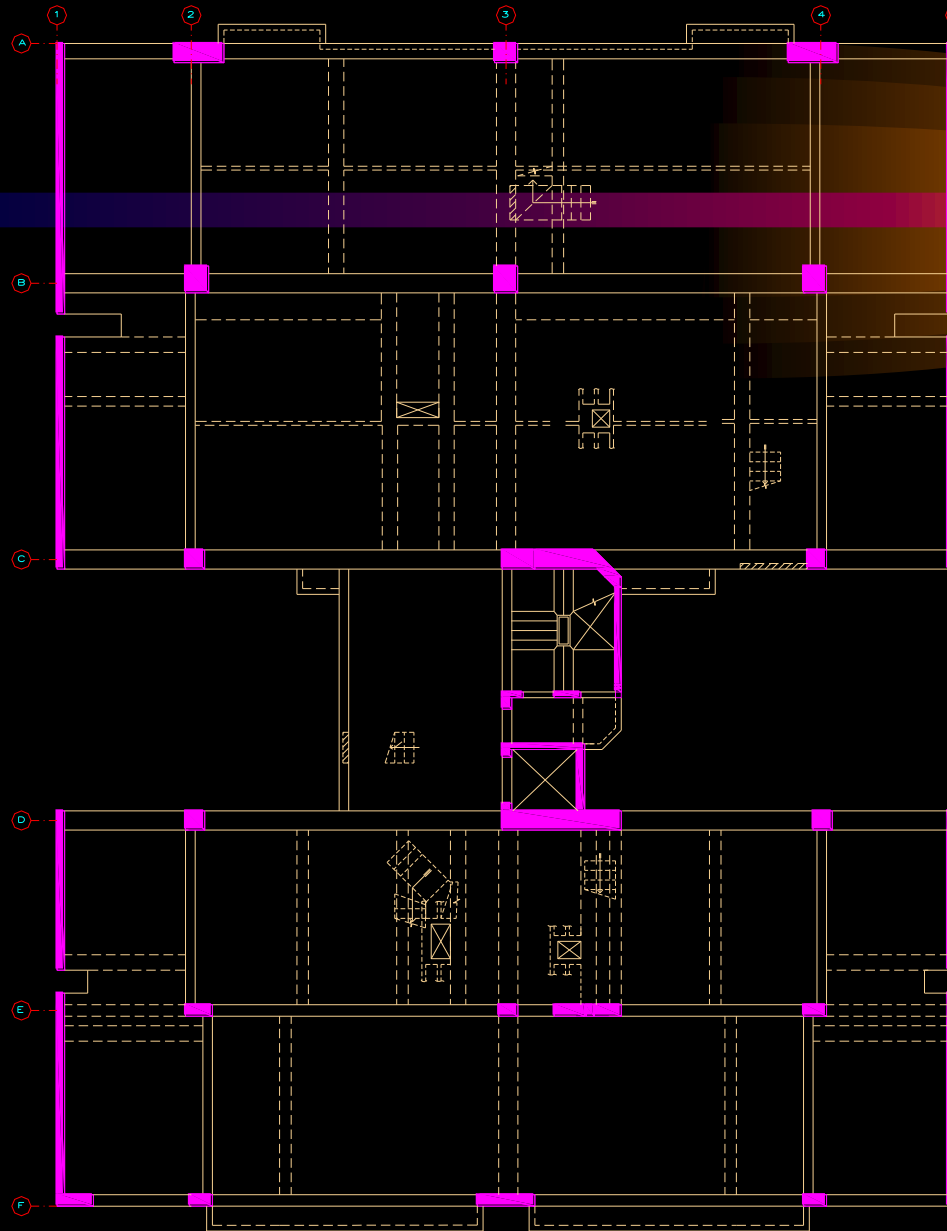
Proyecto Hotel San Isidro (2007) (Hotel Westin Libertador)



Proyecto Torre Ciurlizza (2003)



Proyecto Multifamiliar Quiñones 285 (2003)



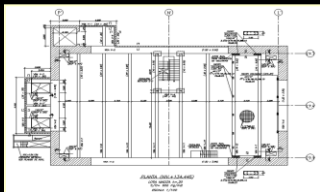
SEGUNDA PARTE DE LA CONFERENCIA



Evolución de estructuras de concreto armado en el Perú



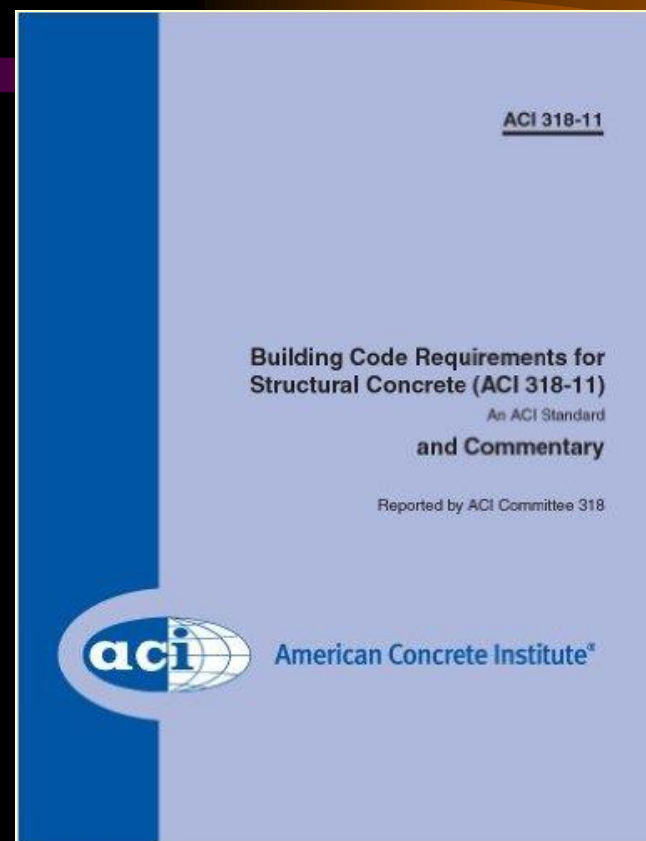
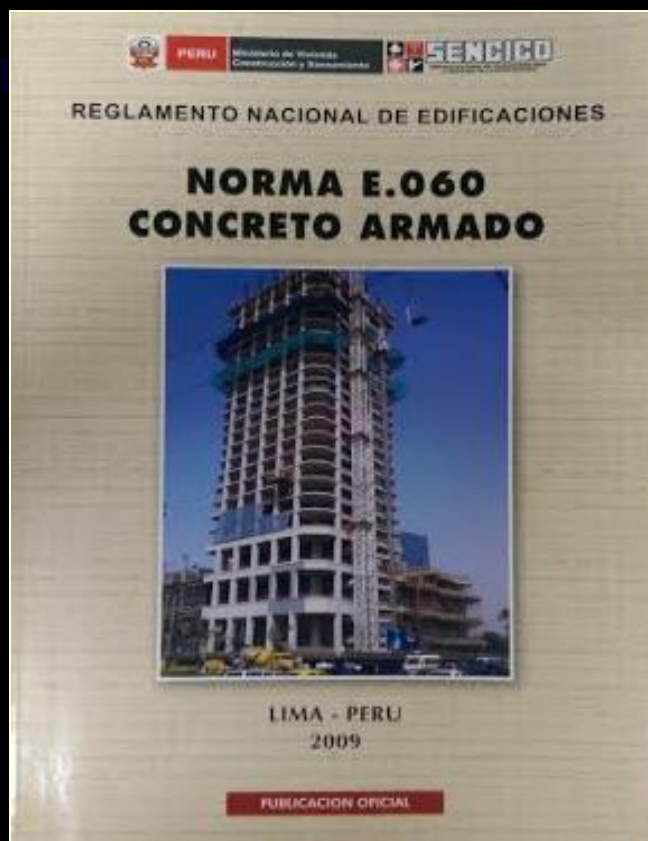
Disposiciones normativas para el diseño de placas



Ejemplos de uso de placas en diversas estructuras peruanas



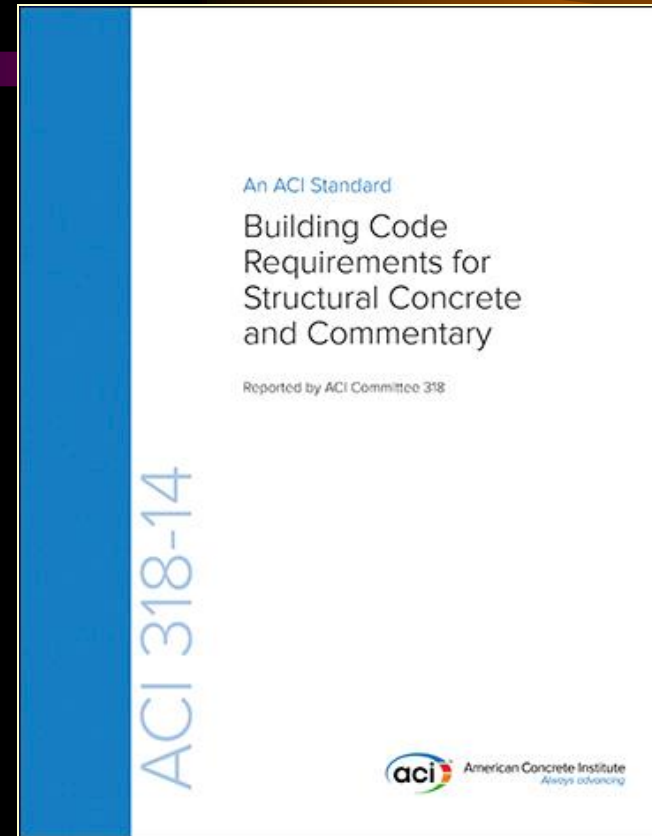
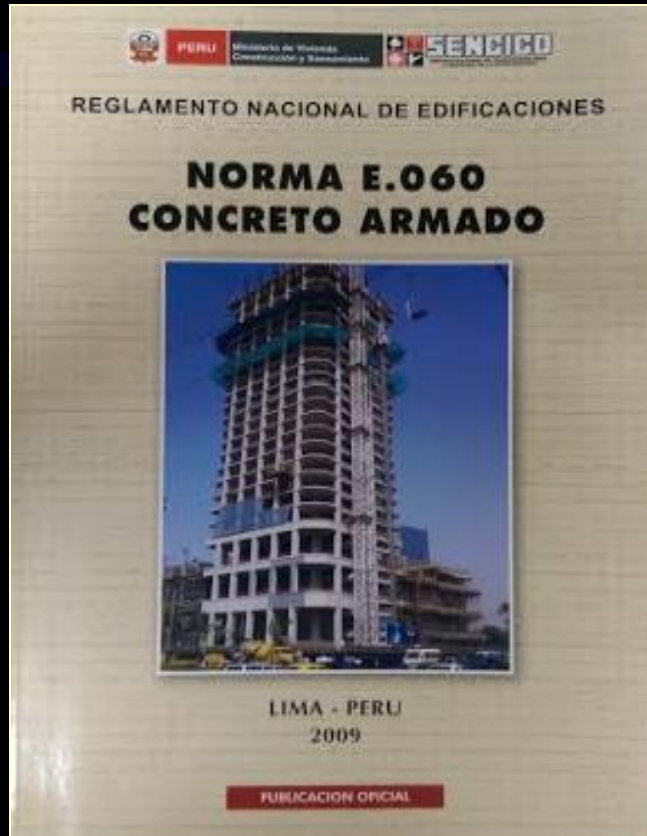
El diseño de placas en el Perú se rige por las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 (2006)



Nuestra norma incluye el Capítulo 21, dedicado a diseño bajo solicitaciones sísmicas, inspirado en el Capítulo 21 del manual del ACI318 (hasta el año 2011).



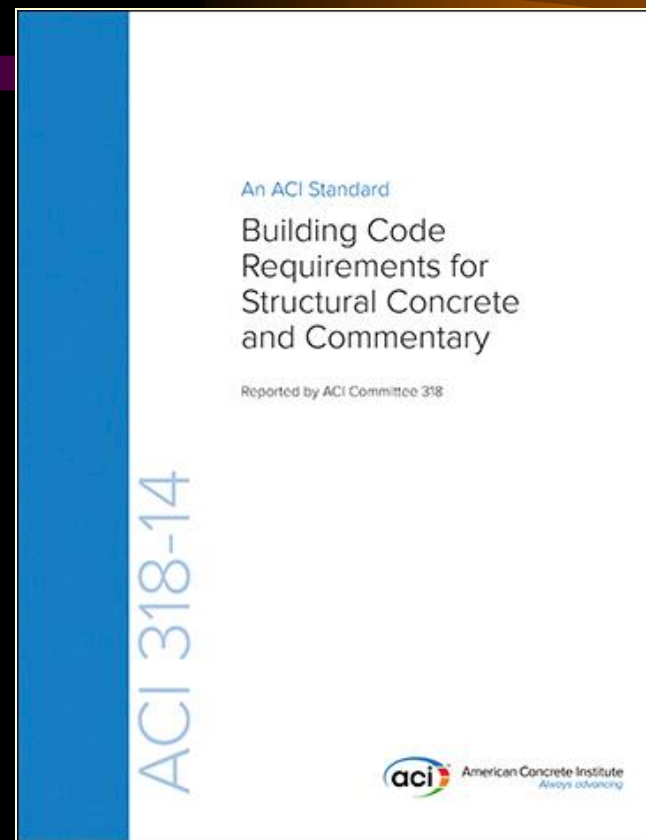
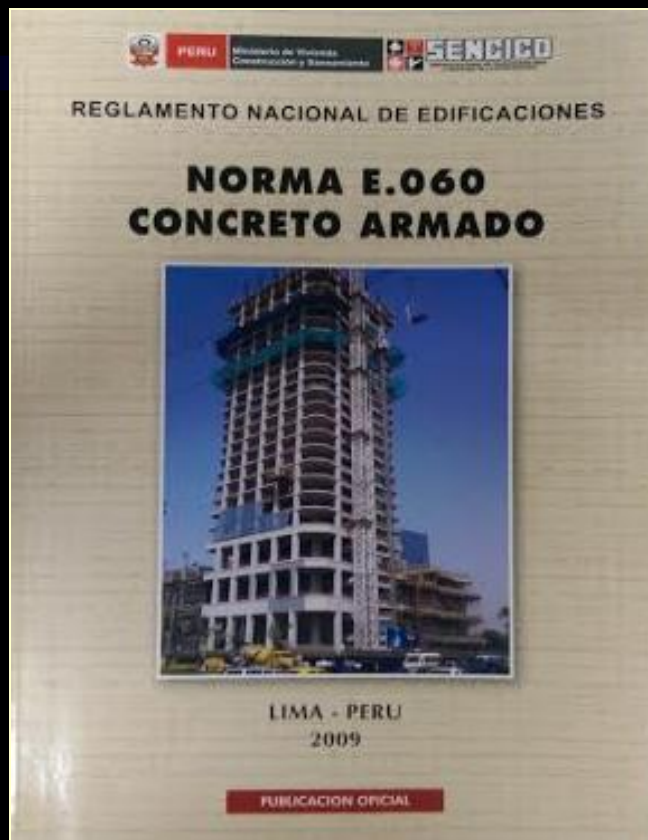
El diseño de placas en el Perú se rige por las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 (2006)



La versión vigente del manual del ACI318 (2014) tiene una nueva organización de capítulos, y las disposiciones para elementos sismorresistentes están ahora en el Capítulo 18.



El diseño de placas en el Perú se rige por las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 (2006)



Esta nueva versión presenta ciertos cambios en la magnitud de sus exigencias, pero su espíritu y fondo mantiene similitud con el RNE E.060 Capítulo 21.



SISTEMAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NORMA PERUANA

El RNE E.030 Diseño Sismorresistente clasifica los sistemas estructurales en tres categorías, con distinto factor de reducción (R)

Pórticos (R=8): El 80% o más de la fuerza cortante basal sísmica actúa sobre las columnas de pórticos.

Muros (R=6): El 80% o más de la fuerza cortante basal sísmica actúa sobre los muros estructurales.

Dual (R=7): Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales.



El RNE E.060 Concreto Armado clasifica a los sistemas duales en dos categorías según predomine el aporte de muros o columnas

Dual I: Cuando la fuerza cortante en los muros es mayor o igual al 60% de la cortante basal, y menor al 80%.

Dual II: Cuando la fuerza cortante en los muros es menor al 60% de la cortante basal.

Esta distinción no existe en el ACI 318, y busca dar mayor seguridad a columnas cuando el sistema es de pórticos o dual tipo II.



El espíritu de la norma es que las exigencias de diseño sean más estrictas en los elementos con mayor responsabilidad sismorresistente

Sistema de muros estructurales y dual tipo I



Mismas exigencias para los muros sismorresistentes de todos los sistemas estructurales.

Especial cuidado en el diseño de placas.

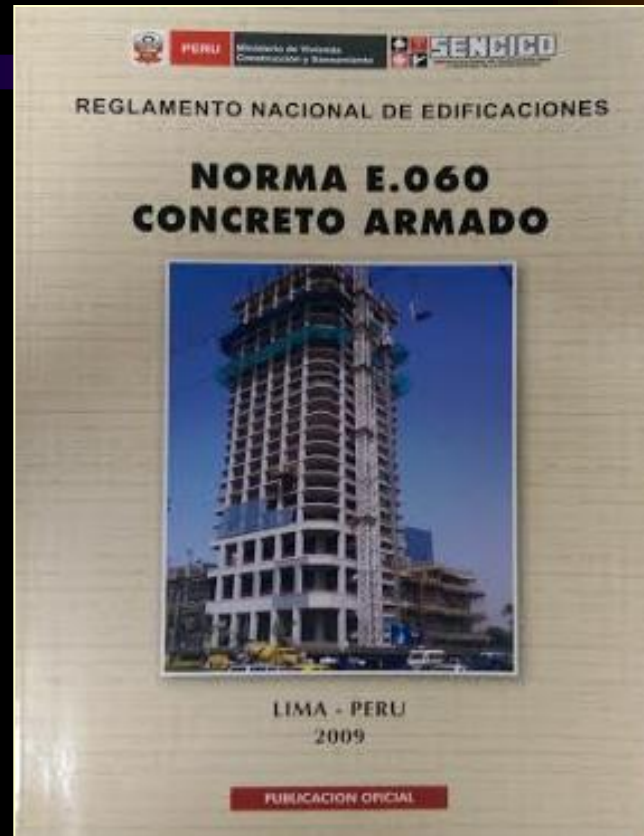
Sistema de pórticos y dual tipo II



Mayores exigencias en columnas y vigas en el diseño por capacidad y requerimientos de confinamiento.

Especial cuidado en el diseño de placas (si las hay) y columnas.

Se presentan a continuación las diversas disposiciones de diseño para muros de concreto armado



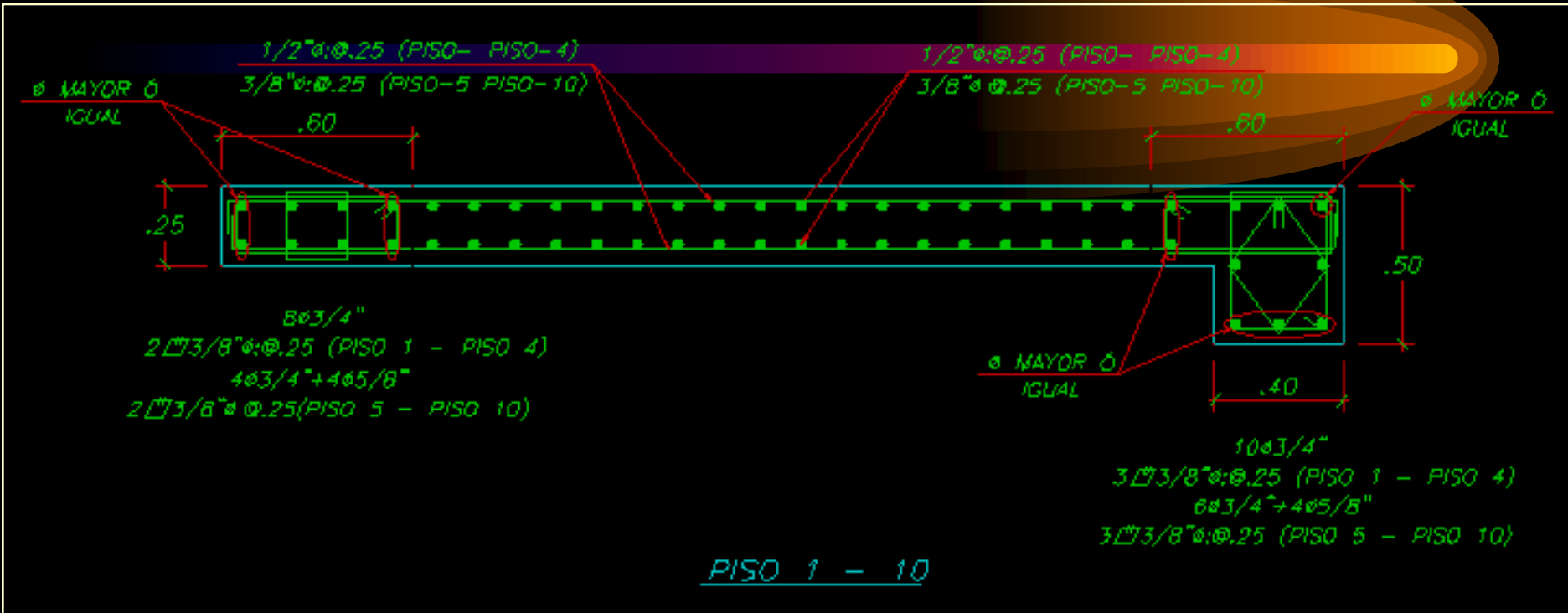
En el reglamento peruano estas se encuentran en los capítulos 14 (muros) y 21 (diseño sísmico).





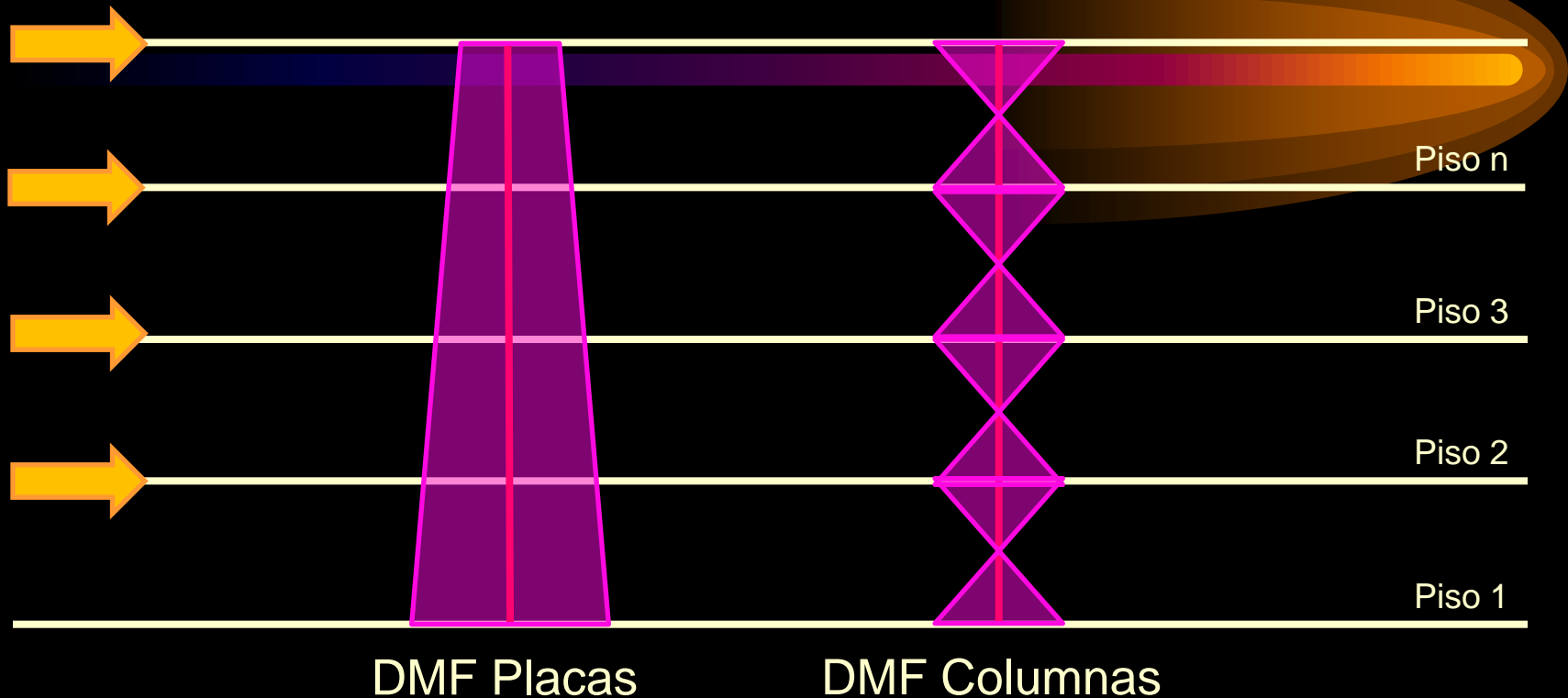
DEFINICIÓN DE PLACA

Los muros o placas son paredes con una longitud muy superior a su ancho, y que proporcionan gran rigidez y resistencia lateral

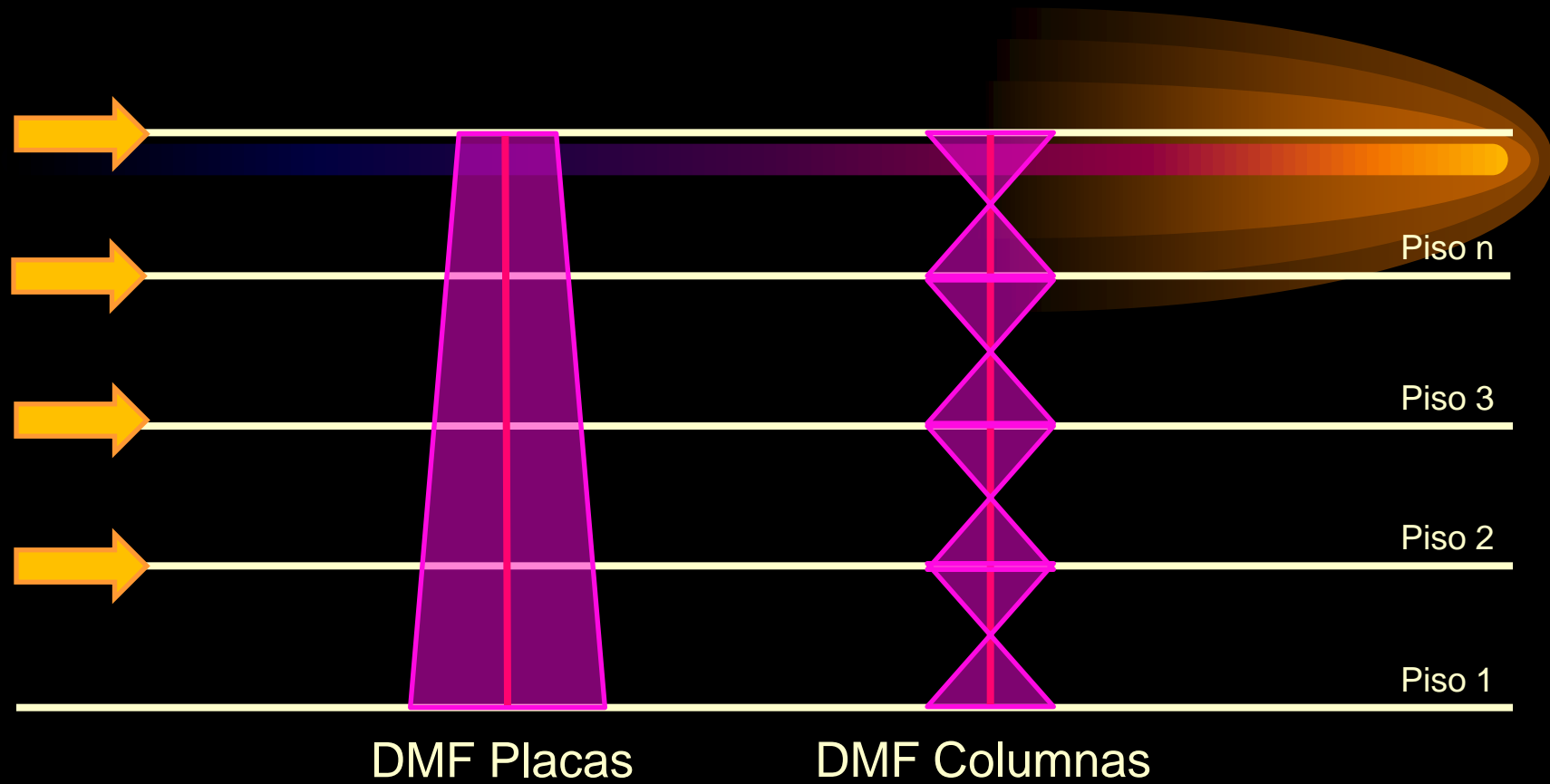


El comportamiento de los muros es distinto al de columnas, pues presentan importantes deformaciones por corte.

La norma peruana y el ACI 318 no indican un criterio que distinga una columna de un muro



Algunos ingenieros consideran a un elemento vertical como muro o columna, según la distribución de momentos que presente ante cargas laterales.



En el caso de placas, el diagrama en voladizo implica que el edificio se apoya en el elemento. En el caso de columnas, el diagrama con inversiones implica que el elemento trabaja junto con las vigas formando pórticos.





ESPESORES MÍNIMOS DE MUROS

Los espesores mínimos para placas de la norma peruana buscan limitar su esbeltez



El espesor mínimo es de $1/25$ veces la altura entre elementos de arriostre (losas), pero no menos de 15cm en pisos superiores y 20cm en sótanos contra terreno.

Para edificaciones de ductilidad limitada se aceptan espesores menores, de hasta 10cm



Se limita a edificaciones con 7 pisos, para muros sin necesidad de elementos de confinamiento.

Se debe verificar la capacidad portante del muro en función de su esbeltez. Se utiliza la siguiente fórmula empírica:

$$P_u = 0.55\Phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl}{32t} \right)^2 \right]$$

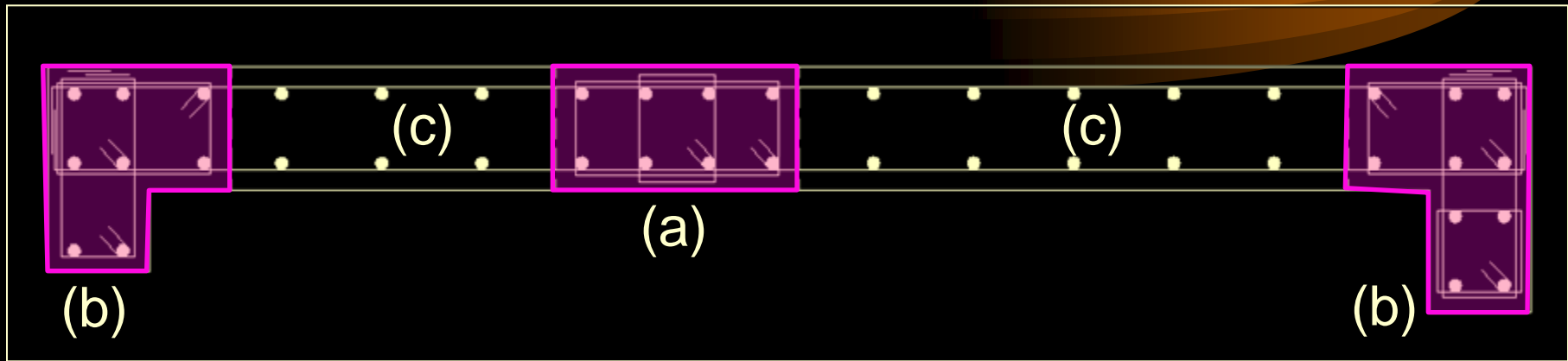
Para un muro de 10cm de espesor, altura libre de 2.40m y resistencia de concreto del orden de 200kg/cm², el esfuerzo último resistente es del orden de 30kg/cm².

Para ambientes de 3m, un muro interior de una edificación de 7 pisos se somete a cargas aproximadas de 27ton/m por piso, y esfuerzos últimos totales del orden de 27kg/cm².



REFUERZO EN MUROS DE CONCRETO ARMADO

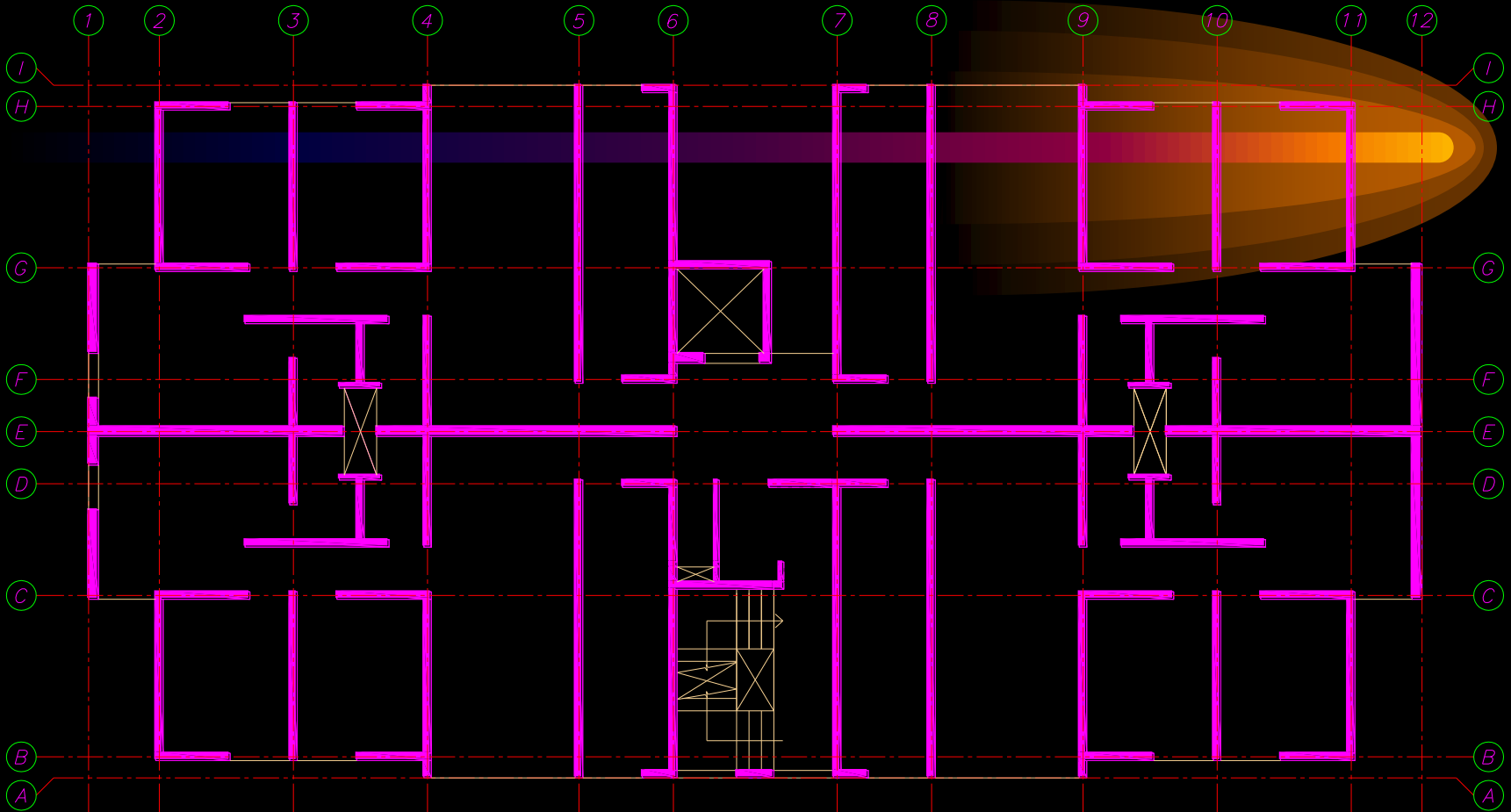
El refuerzo se coloca para tomar efectos locales (cargas concentradas) y efectos globales (momentos de sismo, etc.)



Los efectos locales deben analizarse y pueden requerir núcleos confinados (a) en las ubicaciones de carga.

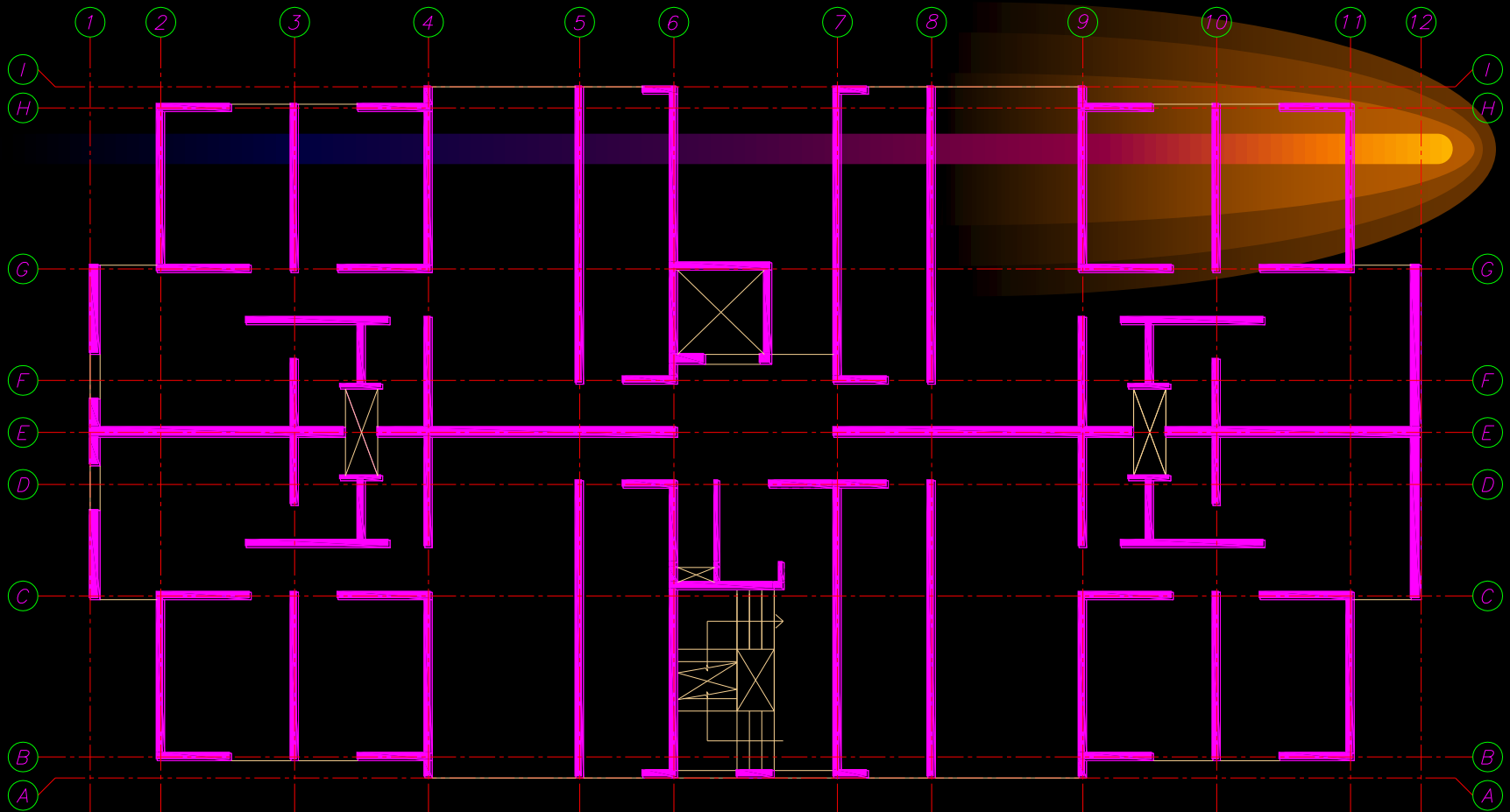
Los efectos globales se toman mediante núcleos extremos (b) más refuerzo repartido (c) en el alma.

En una placa se recomienda siempre tener núcleos confinados en los extremos



Proyecto Altozanos Tacna (2013) - Muros de ductilidad limitada $e=15\text{cm}$

Lo razonable es colocar estribos siempre en los extremos de placas, salvo se tenga una densidad muy grande muros y se estén diseñando edificios de ductilidad limitada.



Proyecto Altozanos Tacna (2013) - Muros de ductilidad limitada $e=15\text{cm}$

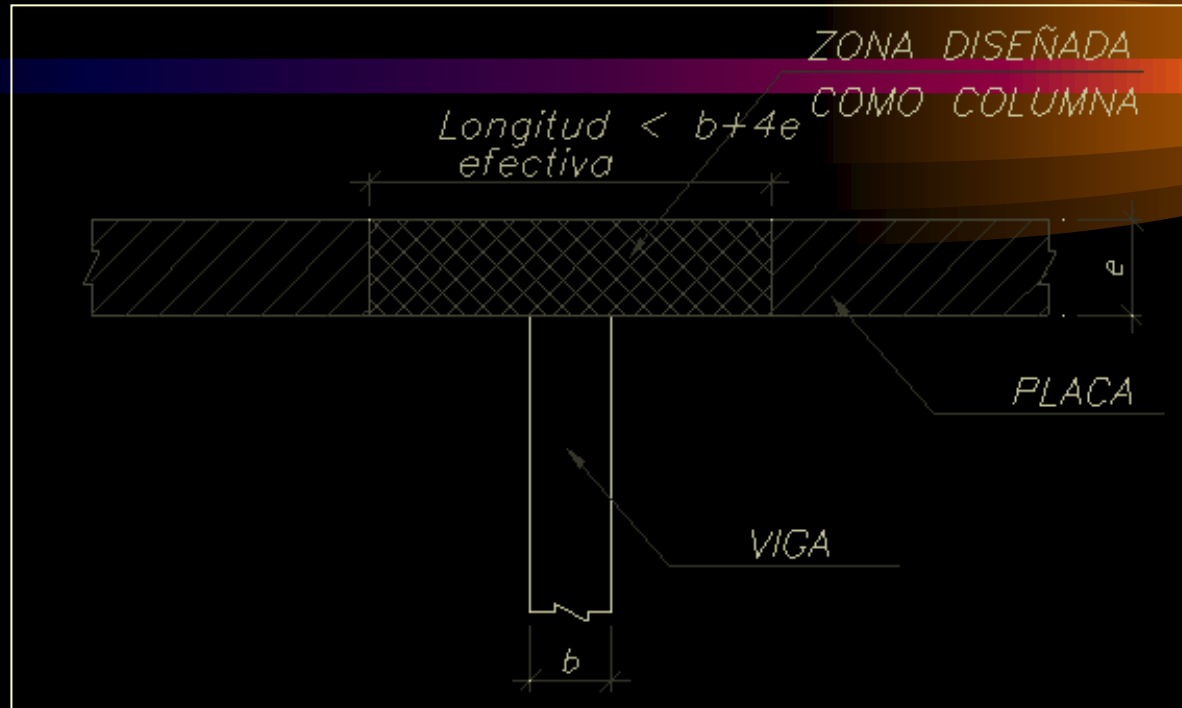
En edificios de ductilidad limitada, la gran cantidad de muros y el uso conservador de $R = 4$ permite un comportamiento estructural bueno aún sin núcleos en las placas.





NÚCLEOS PARA EFECTOS LOCALES

Cuando el muro recibe cargas concentradas, la zona con efectos locales se diseña como una columna



Las cargas provenientes de vigas, braqueteres, etc. actúan sobre una longitud efectiva igual o menor a $b+4e$.

Se deben de respetar los requerimientos del Capítulo 10 de la norma E.060.



REFUERZO DISTRIBUIDO MÍNIMO

El refuerzo mínimo distribuido se determina en función de la fuerza cortante actuante

Para $V_u < 50\%V_c$:

$$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.2\%$$

$$\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.15\%$$

Para $V_u \geq 50\%V_c$:

$$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.25\%$$

$$\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.25\%$$

Este requisito empírico controla el ancho de las fisuras inclinadas generadas por efectos de corte.

Cuando la placa tiene poca fuerza cortante a comparación de su capacidad, se necesita menos refuerzo, porque el peligro de fisuración es menor.

El reglamento también controla el número de capas y espaciamiento del refuerzo distribuido

$s_{\max}(\text{horiz. y vert.}) < 40\text{cm y } 3t$, según el RNE E.060.

$s_{\max}(\text{horiz. y vert.}) < 45\text{cm y } 3t$, según el ACI 318

Adicionalmente es necesario que el refuerzo se encuentre en dos capas si:

$V_u \geq 50\%V_c$ o $e > 20\text{cm}$, según RNE E.060

$V_u \geq 50\%V_c$ o $h_w/l_w \geq 2$, según ACI 318

Cuando se tienen solicitaciones sísmicas altas, tener refuerzo cercano a la superficie del muro controla la fragmentación del concreto.

$s_{\max}(\text{horiz. y vert.}) < 40\text{cm y } 3t$, según el RNE E.060.
 $s_{\max}(\text{horiz. y vert.}) < 45\text{cm y } 3t$, según el ACI 318

Adicionalmente es necesario que el refuerzo se encuentre en dos capas si:

$V_u \geq 50\%V_c$ o $e > 20\text{cm}$, según RNE E.060

$V_u \geq 50\%V_c$ o $h_w/l_w \geq 2$, según ACI 318

h_w = altura de muro entre losas,

l_w = longitud del muro.

Tener dos capas de refuerzo mejora la estabilidad de la cabeza comprimida por flexión de muros delgados.



$s_{max}(\text{horiz. y vert.}) < 40\text{cm y } 3t$, según el RNE E.060.

$s_{max}(\text{horiz. y vert.}) < 45\text{cm y } 3t$, según el ACI 318

Adicionalmente es necesario que el refuerzo se encuentre en dos capas si:

$V_u \geq 50\%V_c$ o $e > 20\text{cm}$, según RNE E.060

$V_u \geq 50\%V_c$ o $hw/lw \geq 2$, según ACI 318

hw = altura de muro entre losas,

lw = longitud del muro.

La norma peruana utiliza como parámetro el espesor y no el término hw/lw , porque sino sería imposible el armado de muros de ductilidad limitada con una sola capa de refuerzo.



En la práctica se utilizan espaciamientos menores a los que exigen las normas

Para acero vertical se utilizan comúnmente espaciamientos de 20 a 25cm. No se suelen superar espaciamientos de 30cm.

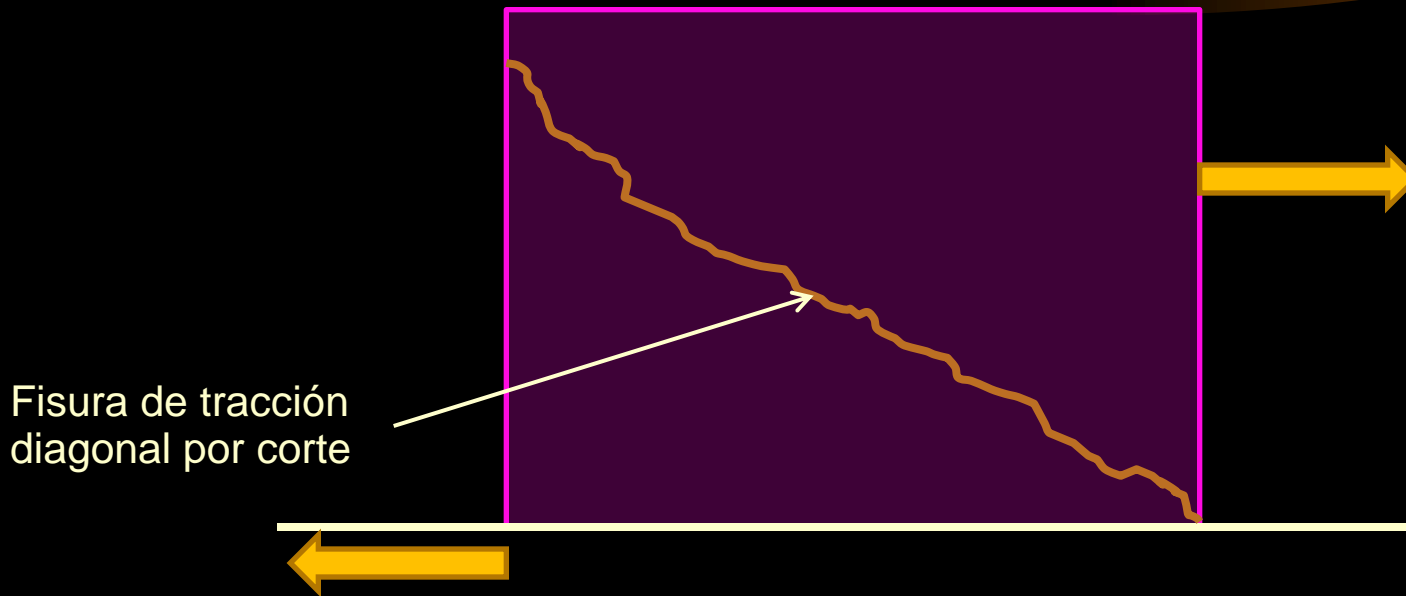
Para acero horizontal se utilizan espaciamientos iguales a los utilizados en el espaciamiento vertical, siempre que sea posible.

En casos de placas que requieren gran cantidad de refuerzo horizontal se pueden usar espaciamientos menores, de hasta 15cm. Rara vez se utiliza menor espaciamiento para evitar problemas de congestión.



En muros bajos el refuerzo vertical toma importancia en la capacidad por corte

La norma exige que el refuerzo vertical sea mayor que el refuerzo horizontal en el caso de muros donde $h_w/l_w \leq 2$.



En muros bajos las fisuras de tracción diagonal por corte son poco inclinadas, en cuyo caso el refuerzo vertical restringe la fisura más que el refuerzo horizontal.



ESTRIBOS EN EL ALMA

Cuando la cuantía vertical de refuerzo distribuido excede 1%, el refuerzo debe de contar con estribos de confinamiento

Cuando la cuantía vertical es elevada, es necesario tener estribos de confinamiento que eviten el pandeo lateral de las barras.

El ACI 318, a diferencia de la norma peruana, permite la ausencia de estribos si el refuerzo no está sujeto a cargas de compresión, sin importar su cuantía.

Los casos en donde hay una cuantía elevada en el alma, pero el refuerzo no se somete a carga axial son extraños, por lo que la norma peruana especifica estribos en todos los casos sin distinción.



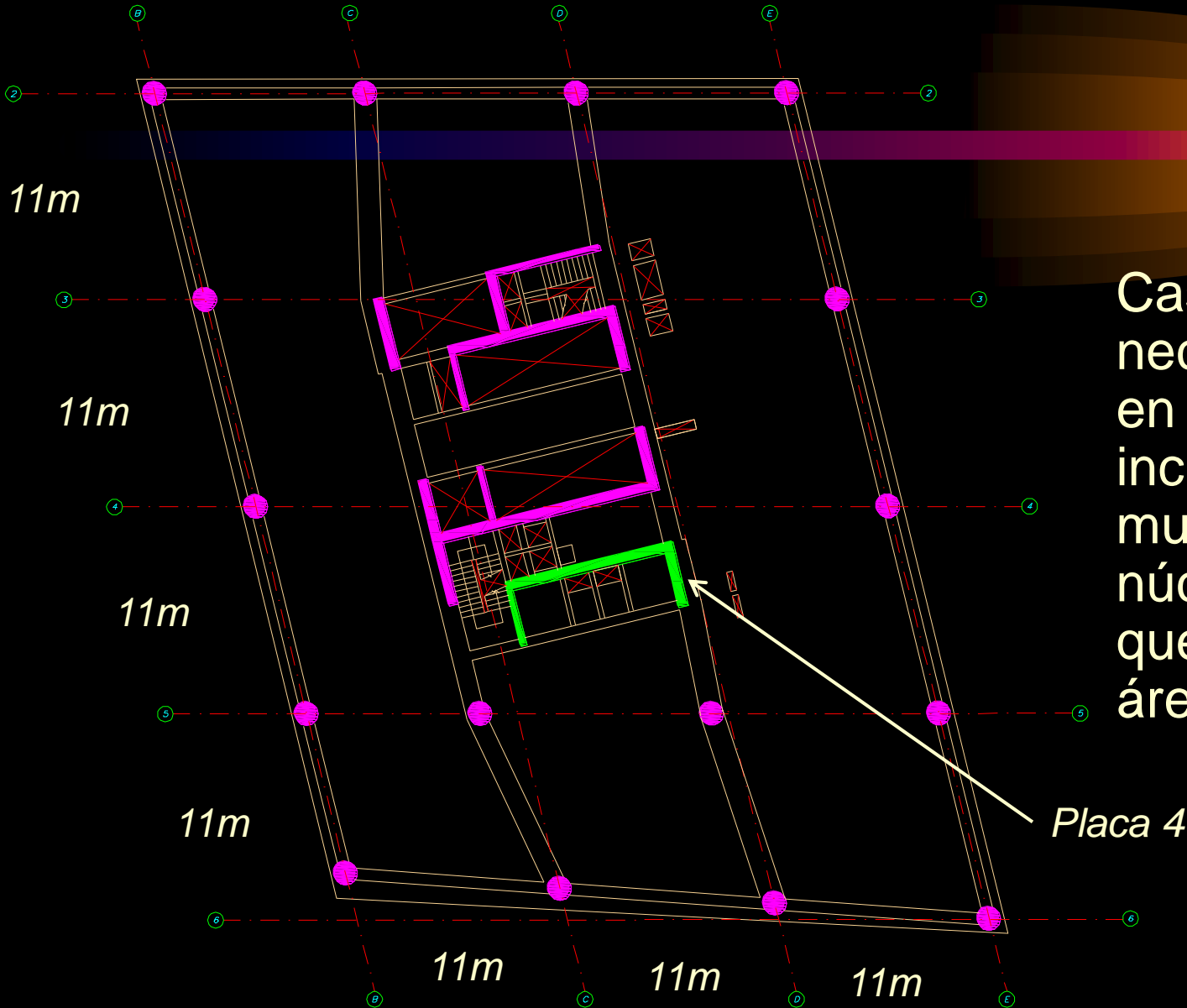
Se recomienda que el refuerzo del alma tenga estribos de confinamiento cuando se tienen cargas axiales altas

Es razonable que una placa con altos esfuerzos de compresión en servicio tenga toda su sección confinada, ya que bajo cargas de gravedad se comporta como columna.

Ni la norma peruana ni el ACI 318 hacen mención a este punto, y queda al criterio del diseñador la colocación de estribos.

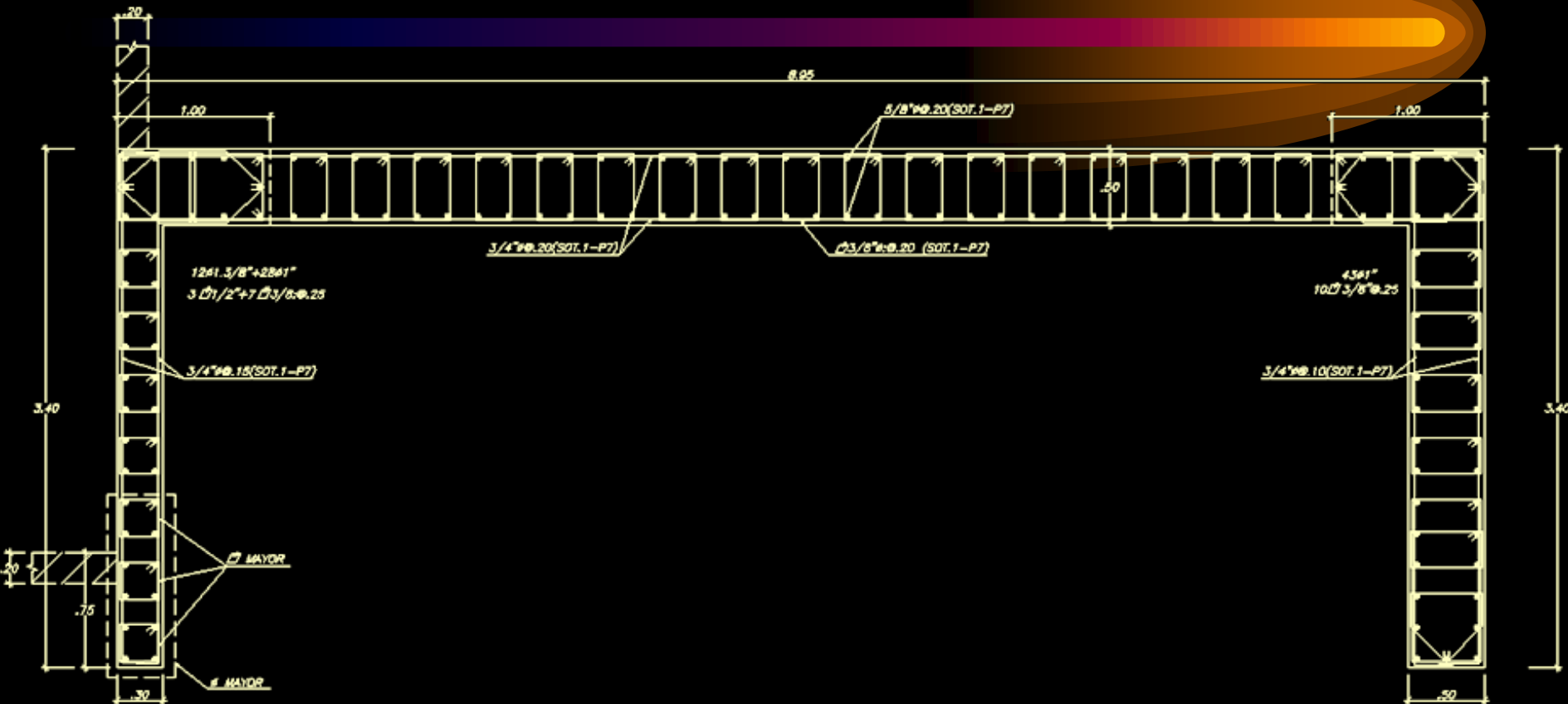
La norma chilena exige que las placas se encuentren completamente estribadas, si bajo carga axial última de gravedad los esfuerzos de compresión superan 35% de f'_{cAg} .

Proyecto Grupo El Comercio (2014) (34 Pisos + 7 Sótanos)



Casos donde se necesitan estribos en el alma incluyen edificios muy altos, o núcleos de placas que tienen mucha área tributaria.

Placa 4 – Edificio Grupo El Comercio



Edificio Grupo El Comercio (proyecto) – 34 pisos + 7 sótanos

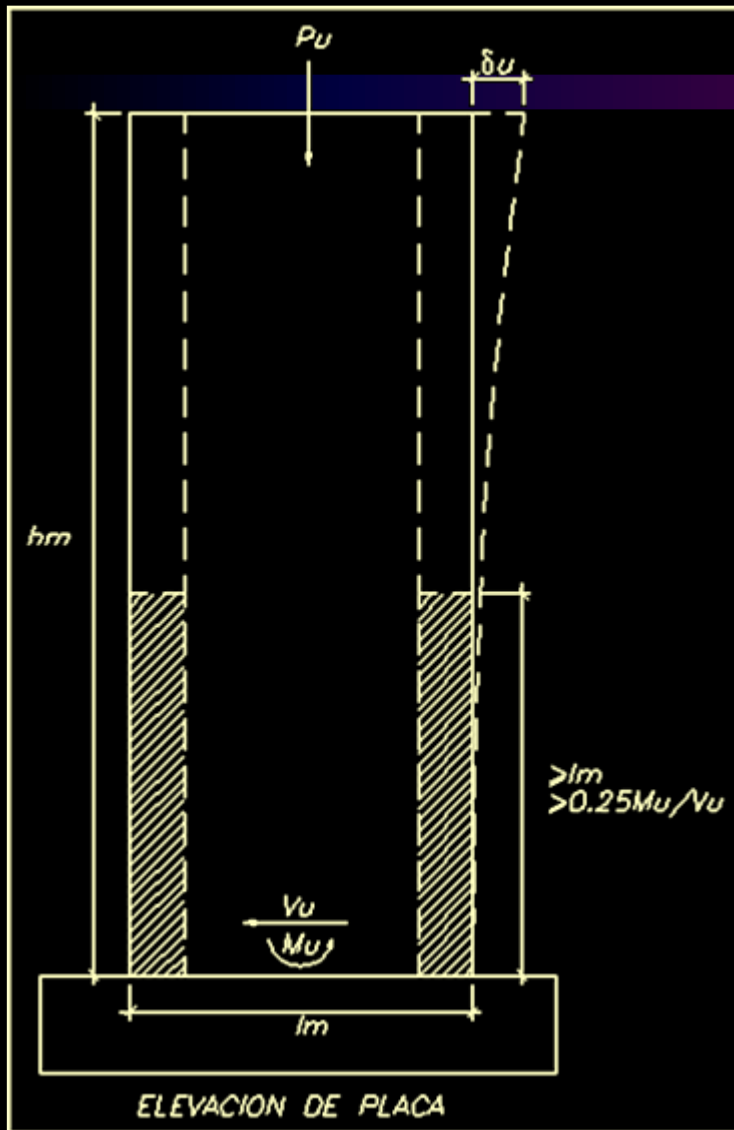


ELEMENTOS DE BORDE, CÁLCULO DE “C”

La Norma Peruana y el ACI exigen calcular “C”, para definir la necesidad de tener confinamientos en los extremos.

El ACI 318 del 2014 cambia la expresión.

La necesidad de elementos de borde según la norma peruana se determina evaluando la profundidad de la zona comprimida “C”

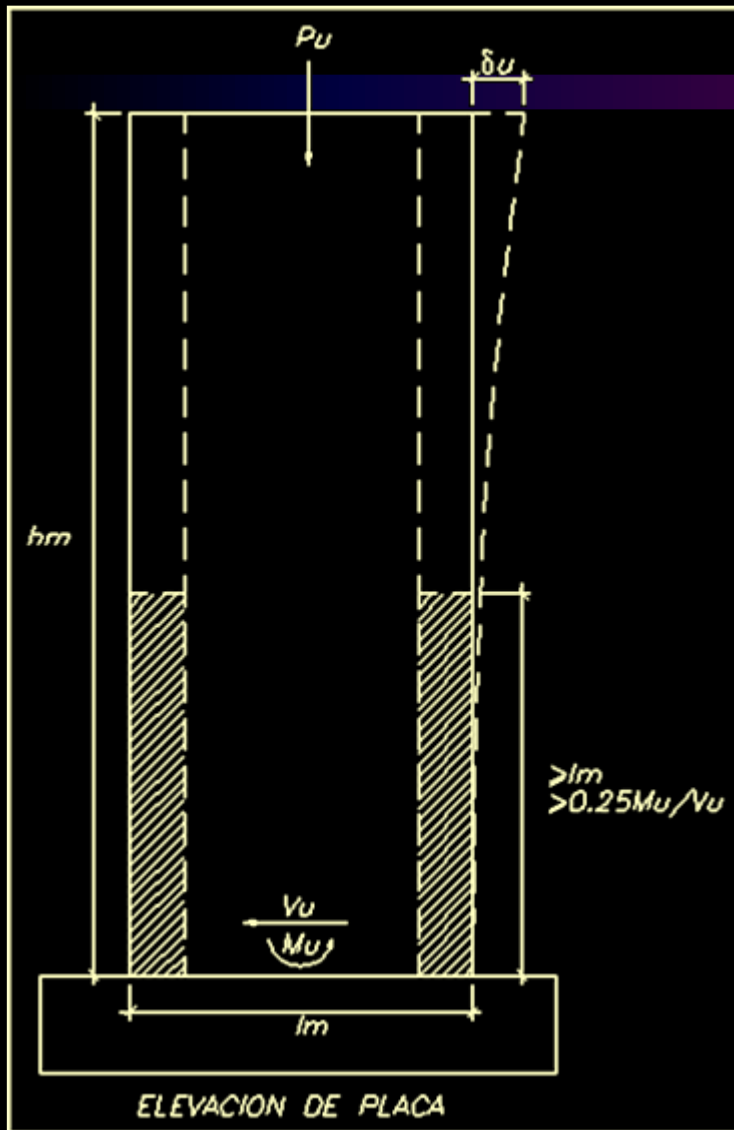


Son necesarios elementos de borde cuando la profundidad del eje neutro en compresión supera un valor crítico.

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta u}{h_m} \right)}$$

Pero el cociente $\frac{\delta u}{h_m}$ no debe ser menor que 0.005.

Los elementos de borde se ubican en la parte inferior, donde se forma la rótula plástica



La necesidad de elementos de borde aplica para muros esbeltos en donde las exigencias de ductilidad se concentran en la zona inferior.

Se estima que la zona de articulación plástica donde se requiere confinamiento es la mayor entre la longitud del muro y $M_u/4V_u$.

El ACI 318 (2014) ha vuelto más severas las exigencias con respecto a los elementos de borde en placas

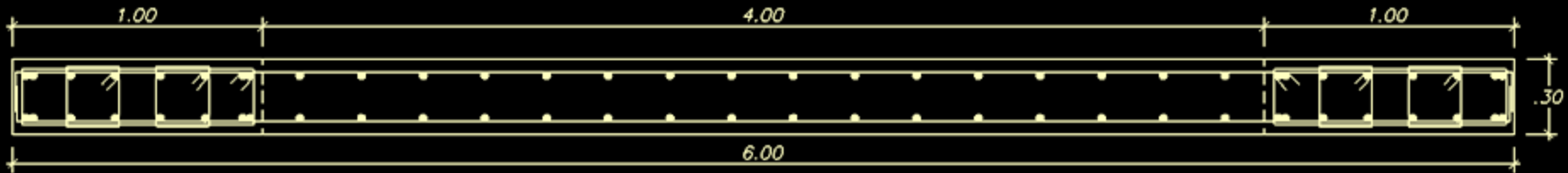
En la edición del 2014 del manual del ACI 318, se ha disminuído el valor límite de “C” en 35%.

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(1.5 * \frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Este cambio, aún no adoptado por el RNE E.060, evita que exista un salto súbito entre no necesitar elemento de borde y necesitar elementos de borde muy grandes.

Ejemplo de verificación de “C” para definir elementos de borde

Suponiendo la placa en un edificio de 30 pisos con una altura de entrepiso de 3.40m y con las siguientes condiciones:



$l_m = 600\text{cm}$ (largo de muro)

$t_m = 30\text{cm}$ (espesor de muro)

$\delta_u = 30\text{cm}$ (desplazamiento máximo)

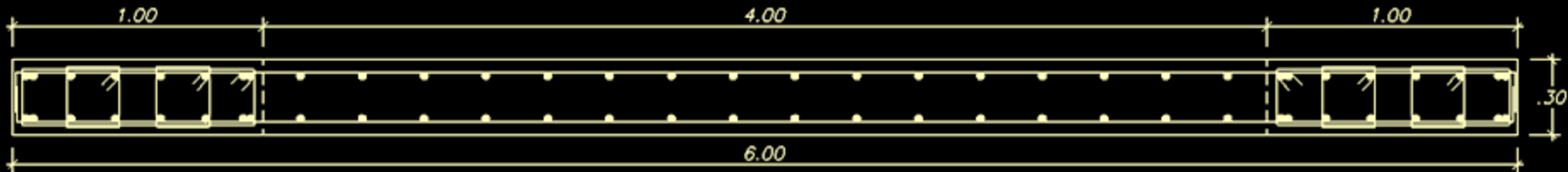
$M_u = 3000\text{ton.m}$ (proviene del análisis sísmico)

$V_u = 80\text{ton}$ (proviene del análisis sísmico)

$P_u = 800\text{ ton}$ (proviene de la combinación $1.25D+1.25L\pm E$)

Se determina el refuerzo vertical mínimo, considerando que el muro tendrá responsabilidad sísmica ($V_u \gg 50\%V_c$):

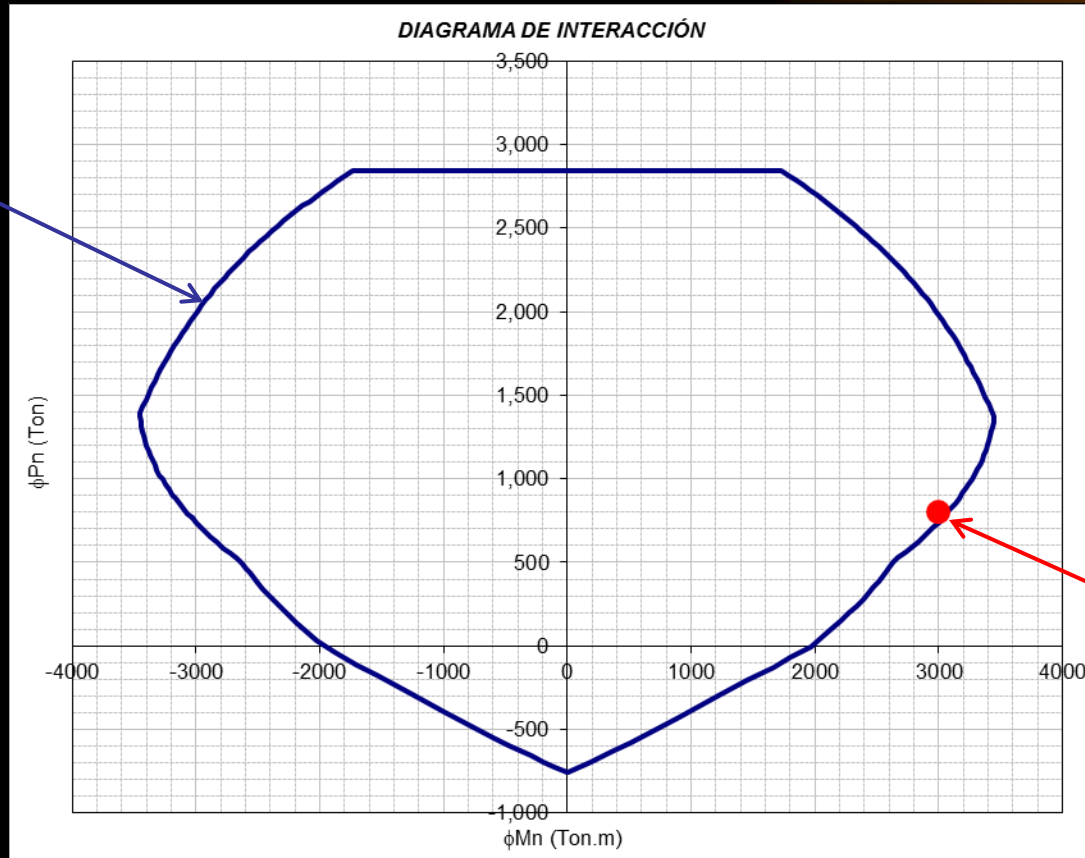
$$A_{sv} = (0.0025)(100)(30) = 7.5\text{cm}^2/\text{m}$$



Se predimensionan núcleos de 1m de longitud, con $16\Phi 1''$ a cada extremo (81cm^2), y refuerzo vertical $2\Phi 1/2'' @ 25\text{cm}$ ($10.3\text{cm}^2/\text{m}$).

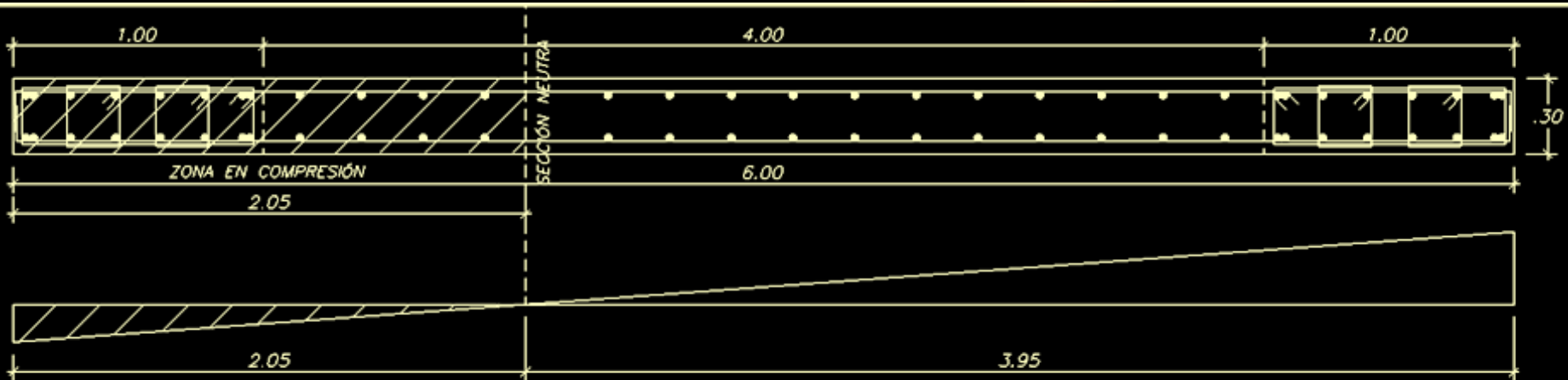
Diagrama de interacción de diseño de la sección analizada

Capacidad nominal reducida



$P_u = 800\text{ton}$
 $M_u = 3000\text{ton.m}$

Para el punto analizado ($P_u = 800\text{ton}$) la sección neutra se encuentra a una profundidad de $c = 205\text{cm}$.



Calculando el límite de la norma E.060:

$$\delta u/hm = 30/(20 \cdot 340) = 0.0044 \text{ (se utiliza el mínimo } 0.005)$$

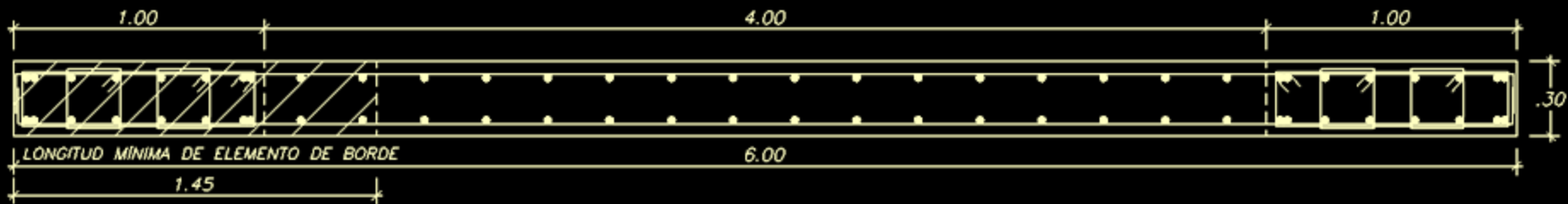
$$l_m/(600 \cdot \delta u/hm) = 600/(600 \cdot 0.005) = \mathbf{200\text{cm}}$$

Ya que la profundidad del eje neutro ($c = 205\text{cm}$) es mayor que el valor límite 200cm , son necesarios núcleos confinados.

Los elementos de borde deben medir por lo menos $50\%c$ y $c - 10\%l_m$.

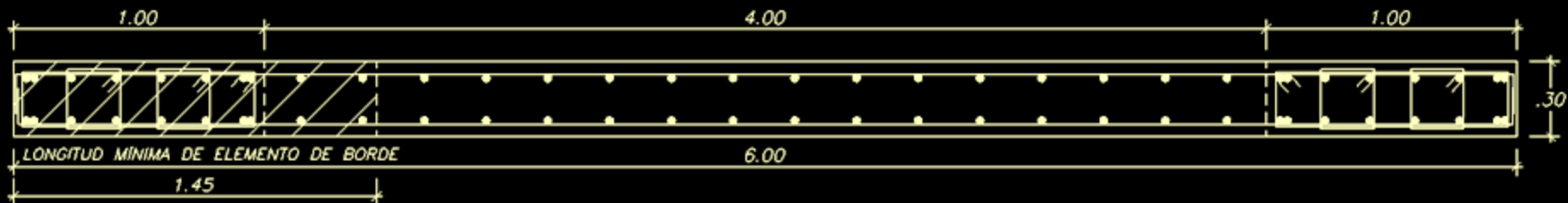
En muros bajos predomina normalmente la primera condición, mientras que en muros altos la segunda.

Los elementos de borde necesarios para el caso estudiado medirán $205 - 0.1(600) = 145\text{cm}$ como mínimo.



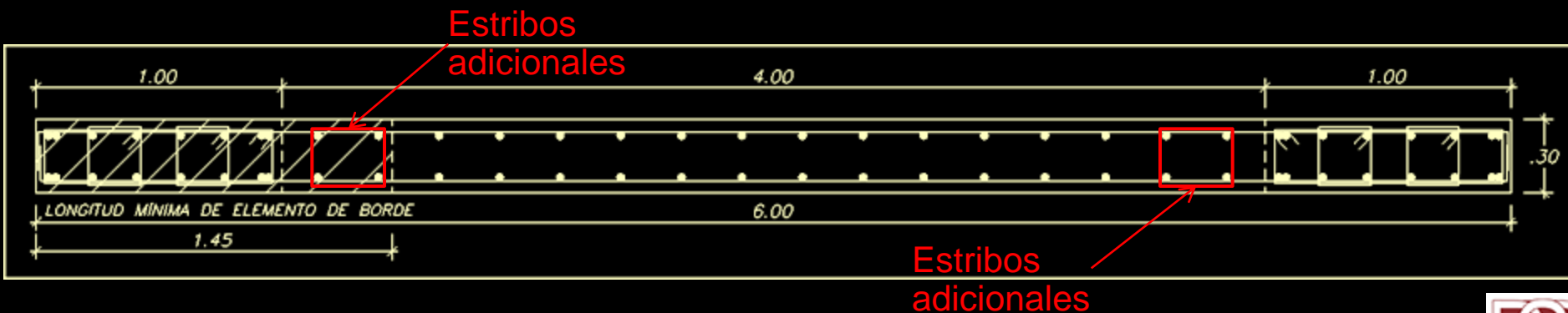
Ya que los núcleos originalmente considerados eran de 100cm, se debe incrementar su profundidad.

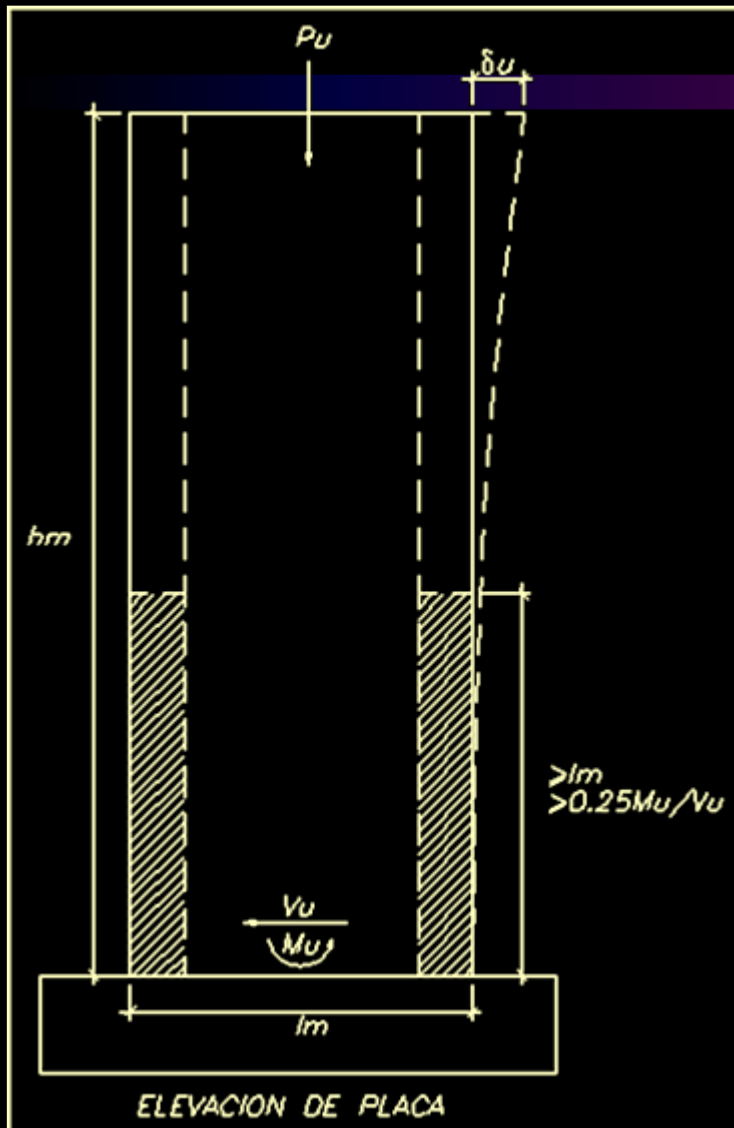
Otra opción válida es estribar el refuerzo vertical en el alma hasta la profundidad necesaria (145 cm). Esto es útil cuando se requieren elementos de borde muy profundos, que pueden abarcar gran parte de la placa.



Ya que los núcleos originalmente considerados eran de 100cm, se debe incrementar su profundidad.

Otra opción válida es estribar el refuerzo vertical en el alma hasta la profundidad necesaria (145 cm). Esto es útil cuando se requieren elementos de borde muy profundos, que pueden abarcar gran parte de la placa.



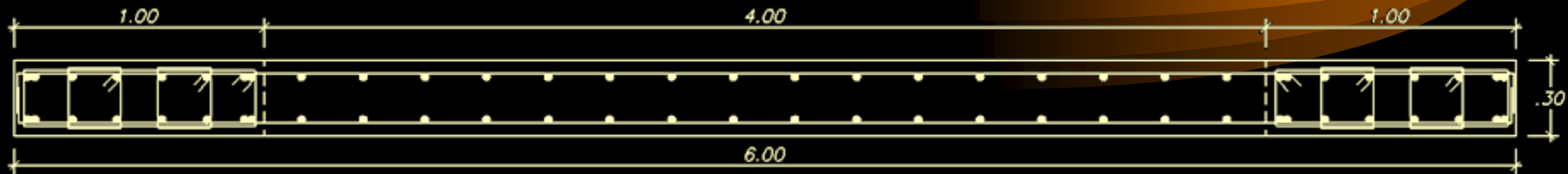


Los elementos de borde se necesitan una altura $h = 3000 / (4 \cdot 70) = 10.7\text{m}$, que abarca los primeros 3 pisos.

Es normal tener núcleos confinados en toda la altura, que pueden ser de menor profundidad en pisos superiores donde no los exige el reglamento.

Comparamos los elementos de borde exigidos por la actual norma peruana y las nuevas disposiciones del ACI 318 del 2014:

Para el caso de la placa previamente estudiada:



$$M_u = 3000 \text{ ton.m, } l_m = 6 \text{ m, } h_m = 68 \text{ m}$$

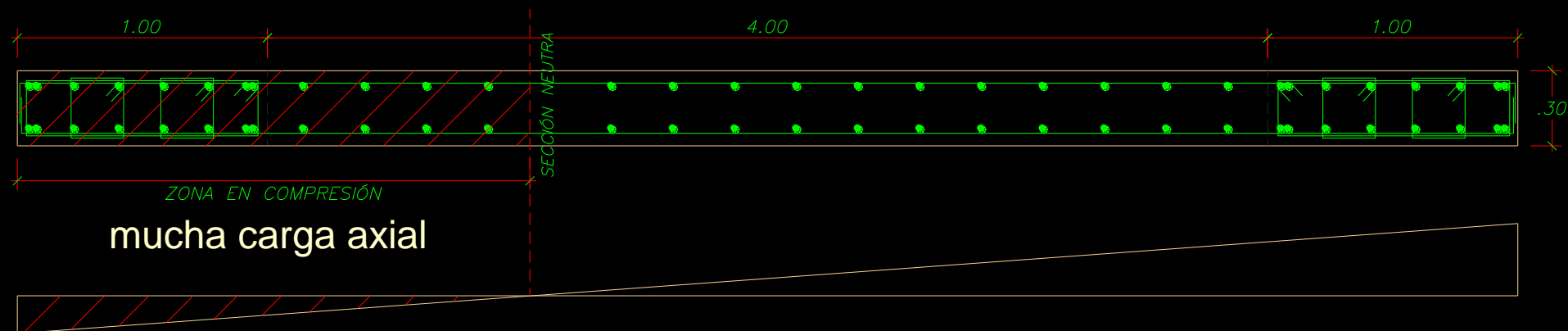
Según los nuevos lineamientos del ACI 318:

$$l_m / (600 * 1.5 \delta_u / h_m) = 600 / (600 * 1.5 * 0.005) = 133 \text{ cm}$$

Esto significa que ahora el ACI 318 requiere núcleos confinados en placas con zonas en compresión más pequeñas que antes (aproximadamente 35% más pequeñas).

Recordamos: La profundidad del eje neutro está relacionado con la carga axial en la placa

Si analizamos la distribución interna de esfuerzos de la placa, se puede notar que a mayor carga axial, el área de la cabeza en compresión debe de ser mayor.

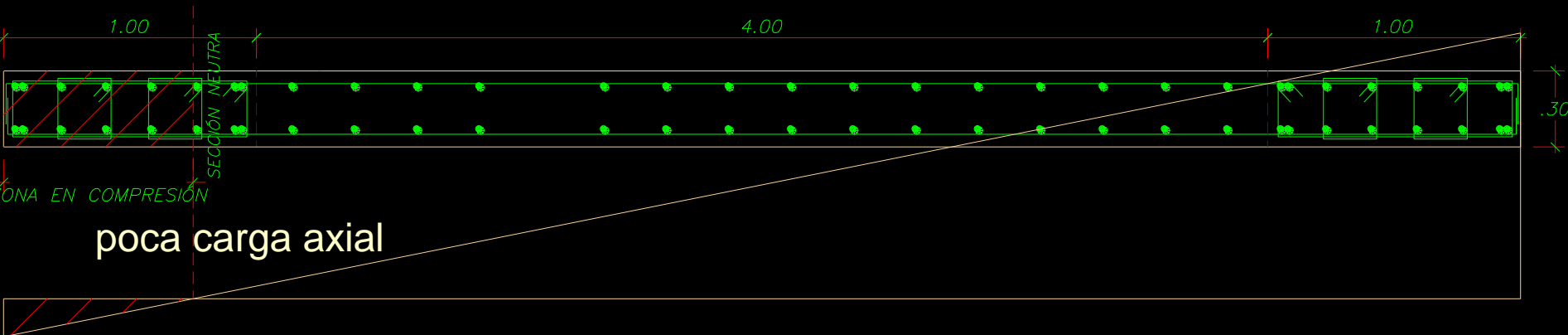


Por equilibrio:

$$P_u = \text{COMPRESIÓN}(\text{concreto}) - \text{TRACCIÓN}(\text{aceros})$$

Mientras mayor P_u , mayor será la compresión y mayor "C".

Si analizamos la distribución interna de esfuerzos de la placa, se puede notar que a mayor carga axial, el área de la cabeza en compresión debe de ser mayor.



Por equilibrio:

$$P_u = \text{COMPRESIÓN}(\text{concreto}) - \text{TRACCIÓN}(\text{aceros})$$

Mientras menor P_u , menor será la compresión y menor "C".





Esto significa que el nuevo ACI 318 exige núcleos para placas con menos carga axial que antes.

Una placa como la mostrada en el ejemplo, que según la norma peruana pudo o no necesitar elementos de borde, ahora claramente los requiere.

Comparamos los requerimientos de núcleos según RNE E.060 y ACI 318-14



La placa previamente analizada ($c = 205\text{cm}$), tiene demandas sísmicas altas, y es lógico que necesite de elementos confinados en los bordes.

Bajo los criterios actuales del RNE E.060, la necesidad de elementos de borde no es tan evidente, pues la profundidad del eje neutro queda muy cerca al valor límite ($200\text{cm} \approx 205\text{cm}$).

Para una placa de 6m como la estudiada, existe una marcada diferencia entre la ausencia de elementos de borde y el elemento de borde mínimo de 140cm (casi 25% de l_m).




Comparamos las exigencias de la norma peruana para la placa del ejemplo, y una placa similar pero con un poco menos de carga axial:

- Si $P_u = 800\text{ton}$  $c = 205\text{cm} > 200\text{cm}$
Núcleos de 145cm
(48% de la placa es confinada)
- Si $P_u = 750\text{ton}$  $c = 197\text{cm} < 200\text{cm}$
No requiere núcleos
(0% de la placa es confinada)

Es cuestionable que una variación tan pequeña en el análisis genere un cambio tan grande en el diseño.
En un caso se confina casi la mitad de la placa (dos núcleos de 24% L_m), y en el otro no se necesitan estribos.

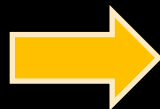




Con la nueva exigencia del ACI 318, estas diferencias tan marcadas ya no existen, porque ahora también se necesitan núcleos para valores menores de “C”.

Con el nuevo ACI 318:

Si $P_u = 750\text{ton}$



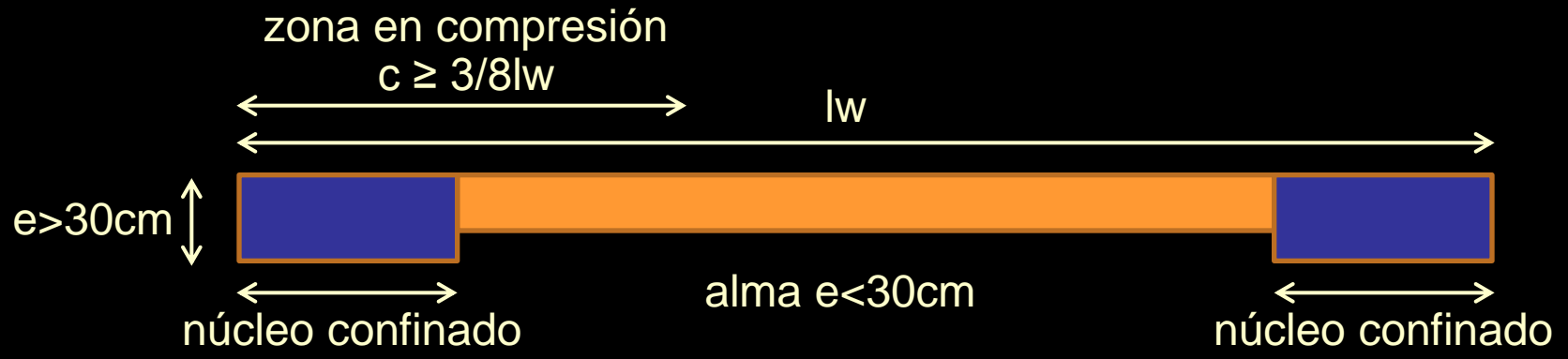
$c = 197\text{cm} > 133\text{cm}$

Núcleos de 137cm

(46% de la placa es confinada)

La edición del 2014 del ACI 318 limita el espesor mínimo en núcleos de placas que presentan mucha compresión

Cuando más del 38% de la placa está en compresión, el ACI 318 exige un espesor mínimo de 30cm en los núcleos confinados de borde de placa.



Esta exigencia, no presente en la norma peruana, se origina por problemas vistos en sismos recientes, donde placas muy delgadas presentan problemas de inestabilidad.



En general, las exigencias con respecto a elementos de bordes en placas ahora son mayores según el ACI 318 del 2014

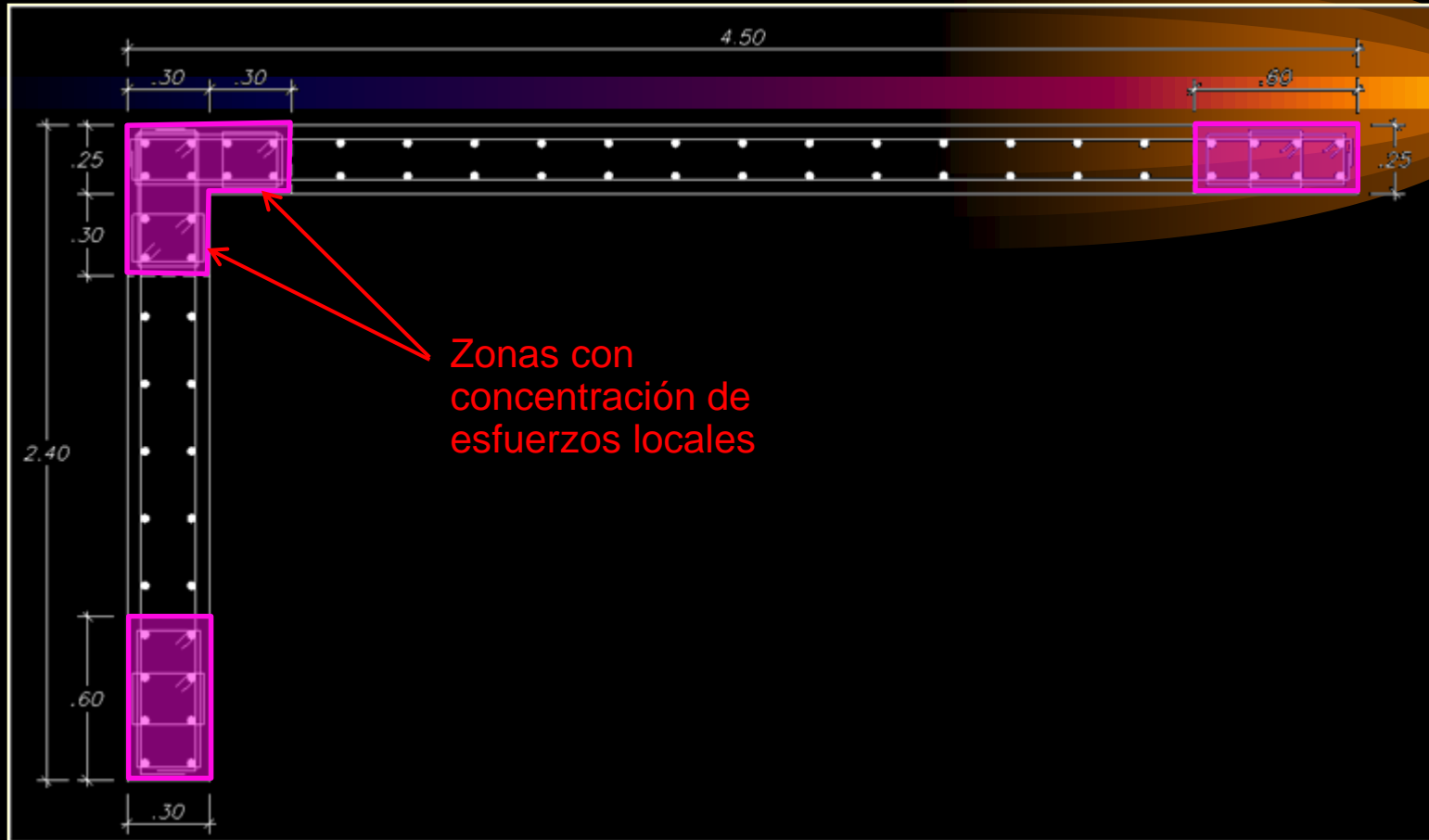
Comparando las exigencias nuevas (ACI 318-2014) y antiguas (actual RNE E.060), se tiene que:

- Para exigencias sísmicas bajas ($c < \text{límite nuevo}$), no se necesitan elementos de borde al igual que antes.
- Para exigencias sísmicas intermedias ($\text{límite nuevo} < c < \text{límite antiguo}$), ahora se necesitan elementos de borde cuando antes no.
- Para exigencias sísmicas altas ($\text{límite antiguo} \approx 3/8lw < c$), además de necesitar elementos de borde, se limita su espesor mínimo a 30cm.



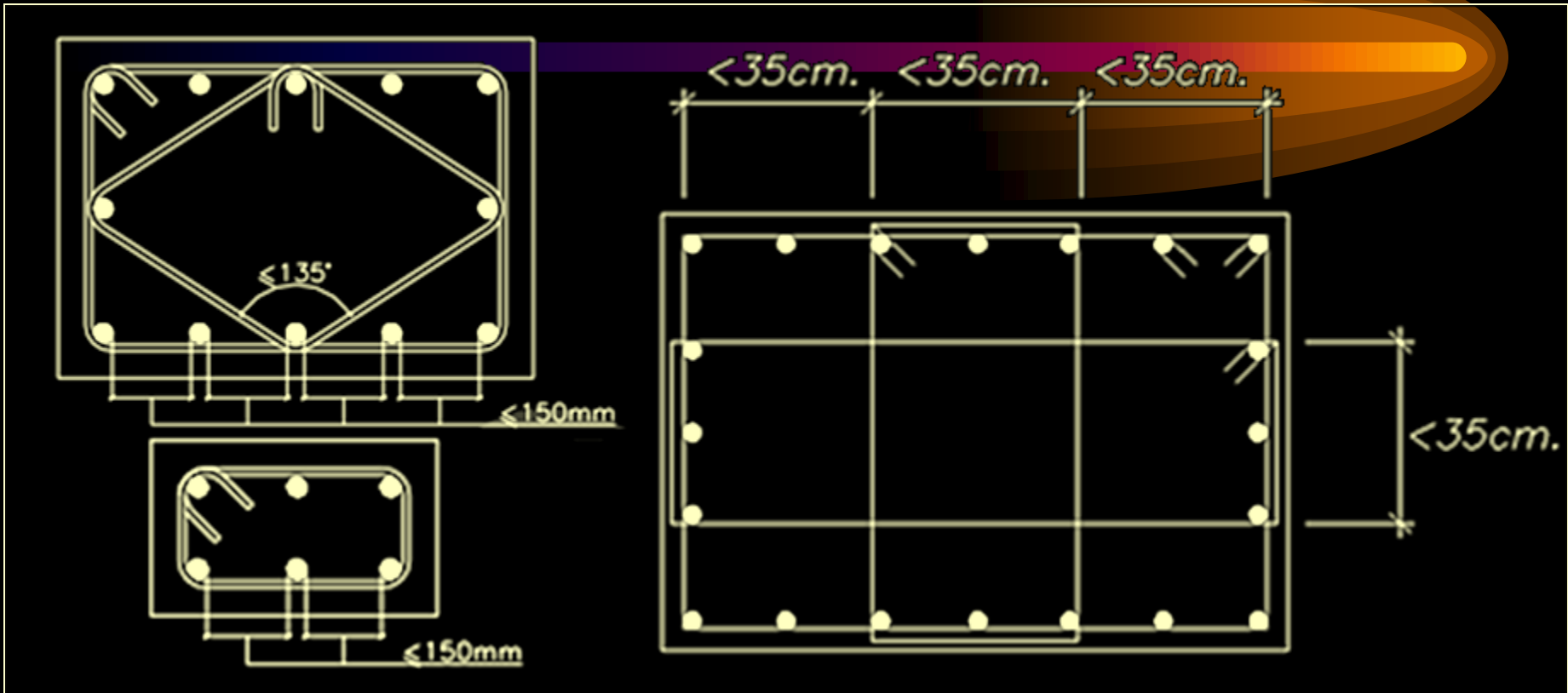
CONFINAMIENTO EN LOS ELEMENTOS DE BORDE

En el caso de placas con alas, los núcleos en los encuentros deben entrar por lo menos 30cm dentro del alma



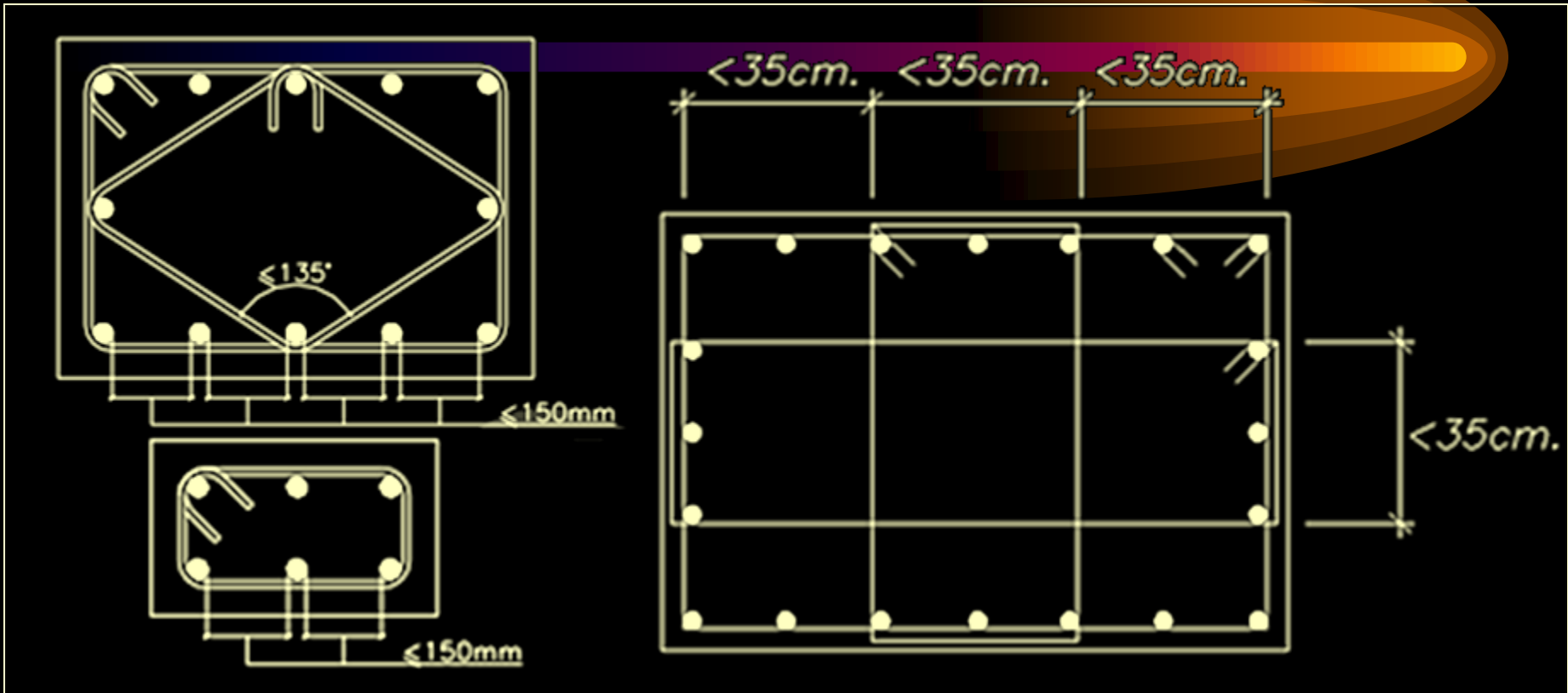
Cuando los esfuerzos en las alas son elevados (se requieren elementos de borde), los esfuerzos en la interfaz ala-alma pueden generar fallas por aplastamiento local.

En elementos de borde el confinamiento se logra mediante la colocación de estribos transversales cerrados simples o múltiples



Fuente: RNE E.060 Concreto Armado

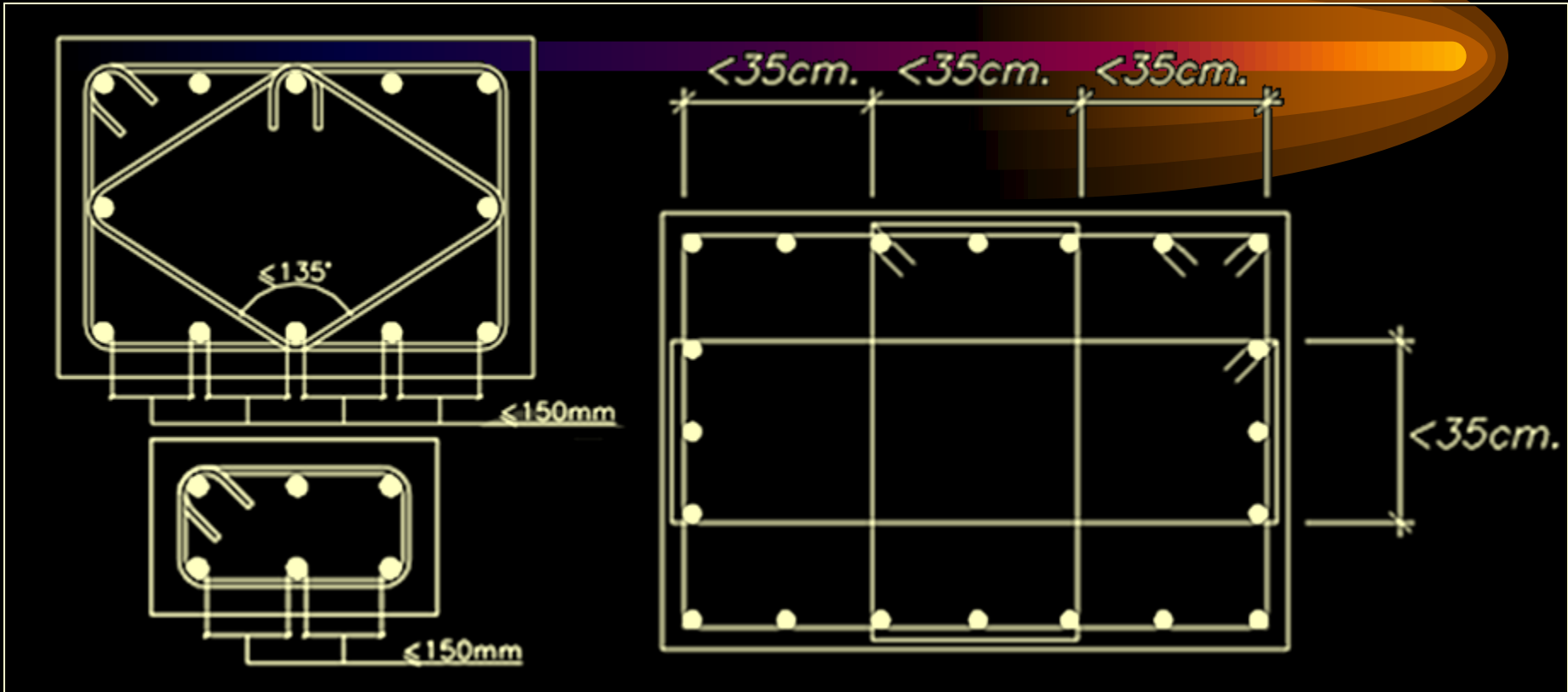
Bajo cargas de compresión el confinamiento evita que el núcleo de concreto estalle y que el acero sufra pandeo, mejorando la ductilidad del elemento.



Fuente: RNE E.060 Concreto Armado

La norma peruana exige que la distancia máxima entre ramas de estribos sea 35cm, lo que puede interpretarse en tener no más de 15cm hacia una barra sin restringir.





Fuente: RNE E.060 Concreto Armado

El ACI 318 adicionalmente pide que la distancia entre ramas sea como máximo $2/3$ de la menor dimensión del núcleo, lo cual es muy restrictivo en muros poco gruesos.



Los calibres de estribos según la norma son los siguientes:

- $\Phi 8\text{mm}$ para barras longitudinales de hasta $5/8''$,
- $\Phi 3/8''$ para barras longitudinales de hasta $1''$,
- $\Phi 1/2''$ para barras longitudinales de mayor diámetro.

En la práctica suelen utilizarse siempre estribos de $\Phi 3/8''$, salvo los núcleos sean de barras de $\Phi 1.3/8''$, en cuyo caso se utilizan estribos de $\Phi 1/2''$.

El espaciamiento máximo de estribos en elementos de borde según la norma peruana es el siguiente:

- **10 veces el diámetro** de la menor barra longitudinal,
- La **menor dimensión** de sección transversal,
- **25cm.**

Las exigencias de la norma significan que para núcleos de barras de $\Phi 3/4$ " el espaciamiento en los primeros pisos es de **20cm**, y para núcleos de barras de $\Phi 1$ " es de **25cm**.


El ACI 318 ha incrementado las exigencias de confinamiento en elementos de bordes que existían en el año 2006

El espaciamiento máximo de estribos en elementos de borde según el manual actual del ACI 318 es el siguiente:

- **6 veces el diámetro** de la menor barra longitudinal,
- **1/3 de la menor dimensión** de sección transversal,
- $10\text{cm} < 10 + (35-hx)/3 < 15\text{cm}$, donde hx es la distancia entre ramas de estribos.

En muros gruesos con núcleos de barras de $\Phi 3/4$ " el espaciamiento en los primeros pisos es de **10cm**, y para núcleos de barras de $\Phi 1$ " es de **15cm**. En muros delgados los espaciamientos requeridos pueden ser aún menores.





Los nuevos espaciamientos del ACI 318 son mucho más exigentes que antes, y responden a problemas de pandeo lateral de barras vistos en sismos recientes.

El pandeo de barras es un problema importante, porque bajo sollicitaciones sísmicas la acción de pandeo y enderezado de las barras ocasiona su fractura.

El ACI 318 ahora exige la misma cuantía de estribos que la norma peruana considera para columnas de sistemas aporticados o duales tipo II.

$$\frac{A_{sh}}{sb} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

A_{sh} es el área de estribos horizontal, s el espaciamiento, y b el ancho del núcleo en la dirección de análisis.

A_g es el área bruta del elemento de borde, y A_c es el área confinada dentro de los estribos.



La expresión de la norma parte de igualar la resistencia axial del área bruta (A_g) con f'_c (resistencia característica del concreto), y la resistencia axial del área dentro de estribos (A_c) con f'_{cc} (resistencia del concreto confinado).

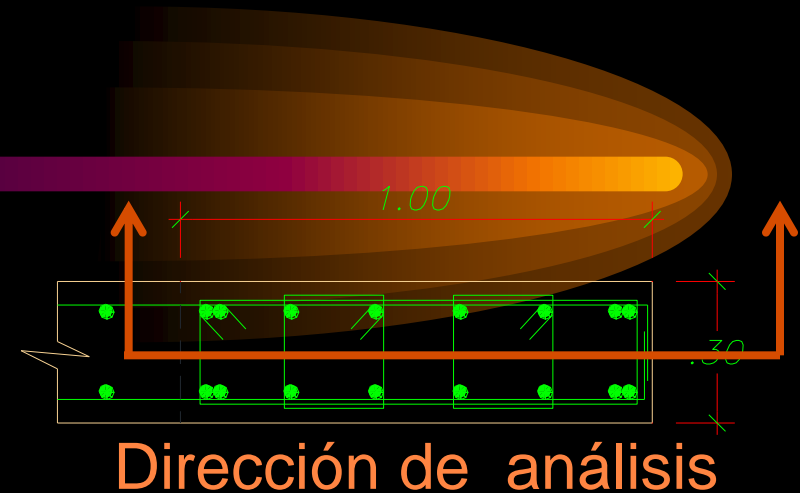
$$A_c(\text{confinado}) \times f_{cc}(\text{confinado}) > A_g(\text{bruta}) \times f'_c$$

El espíritu de norma es buscar que el núcleo de la placa tenga suficientes estribos para no perder resistencia aún luego de que salte el recubrimiento.



Ejemplo de cálculo de estribos mínimos en elementos de borde

$$\frac{A_{sh}}{sb} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$



Las áreas A_g (elemento de borde con recubrimiento) y A_c (área confinada por los estribos) son:

$$A_g = 30 \times 100 = 3000 \text{ cm}^2$$

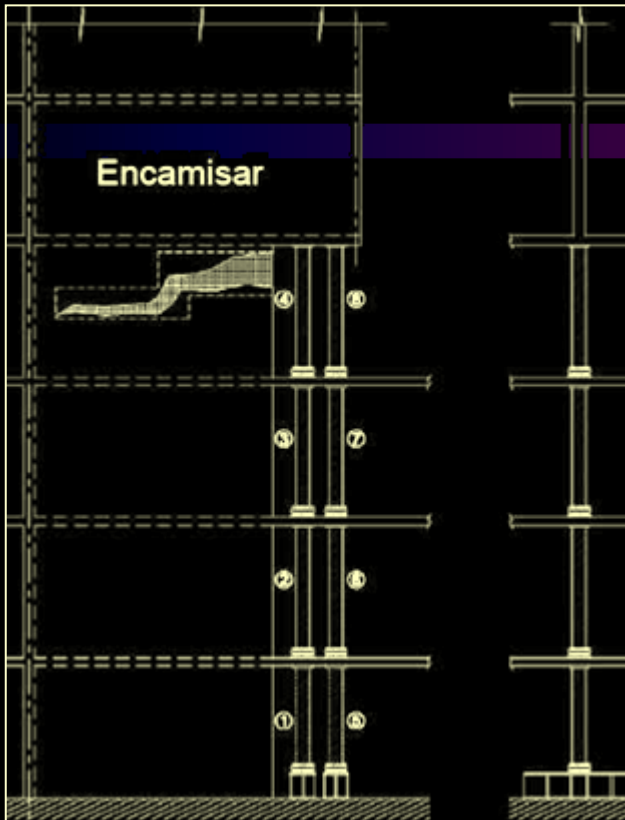
$$A_c = 20 \times 95 = 1900 \text{ cm}^2 \text{ (5cm de recubrimiento)}$$

$$A_{sh}/sb = 6 \times 0.71 / 100s \geq 0.3(3000/1900 - 1)(210/4200)$$

$$s \leq 5 \text{ cm}$$



COMENTARIO AL CAMBIO DE
LAS EXIGENCIAS DEL ACI 318,
A LA LUZ DE LOS DAÑOS
VISTOS EN CHILE (2010)



Muro bandera – Chile 2010

Si bien el sismo de Concepción-Chile de 2010 presentó serios problemas en los bordes de placas, dichos elementos contaban con poco o ningún confinamiento, o eran casos de “muros bandera”.



Extremo de placa sin confinar – Chile 2010

Las nuevas disposiciones del ACI 318 a comparación de las presentes en el RNE E.060 son aproximadamente 2 a 3 veces más exigentes.

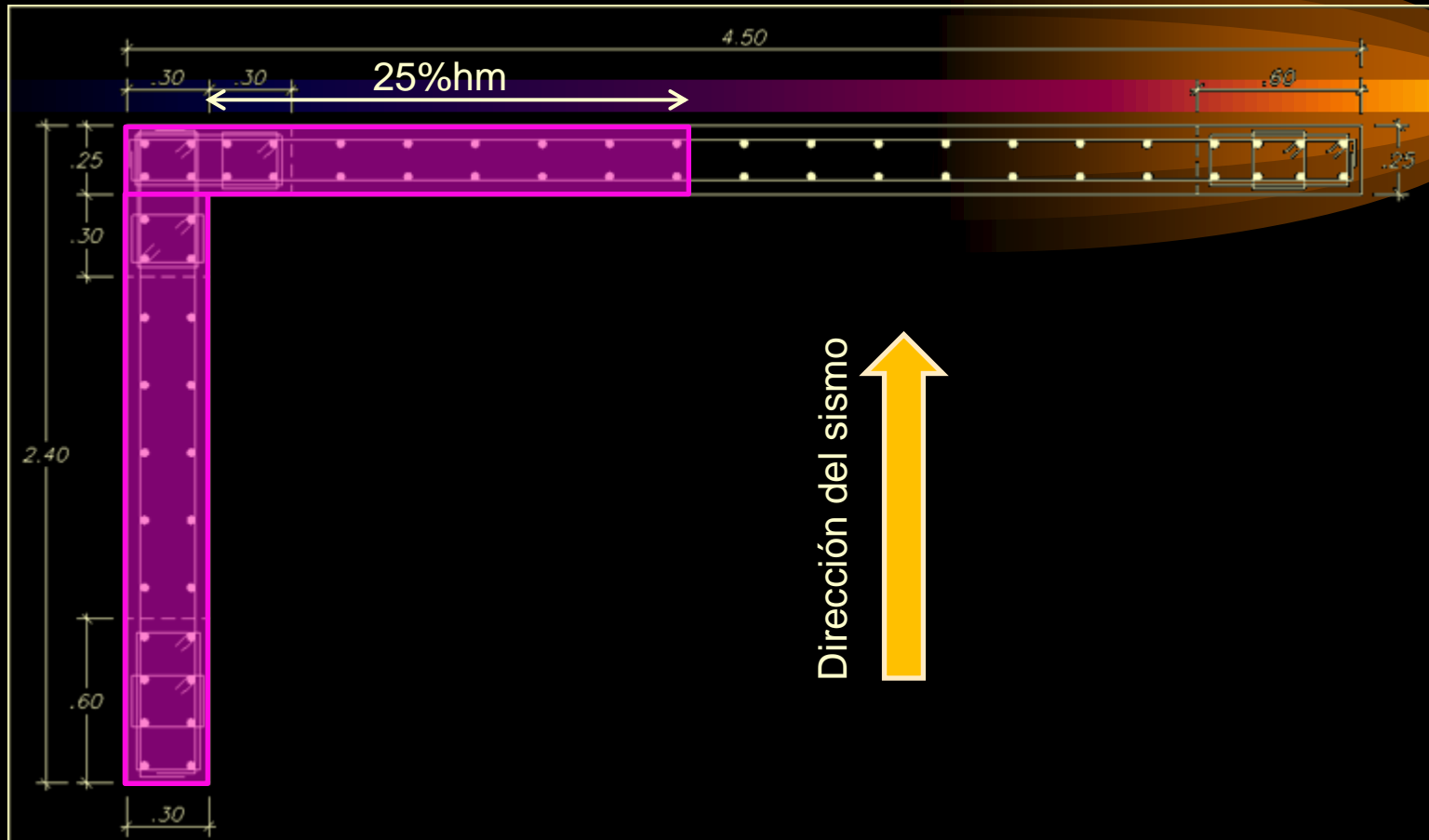
Posiblemente sea necesaria más experiencia real para aclarar mejor las exigencias mínimas de núcleos que garanticen un buen comportamiento sísmico.



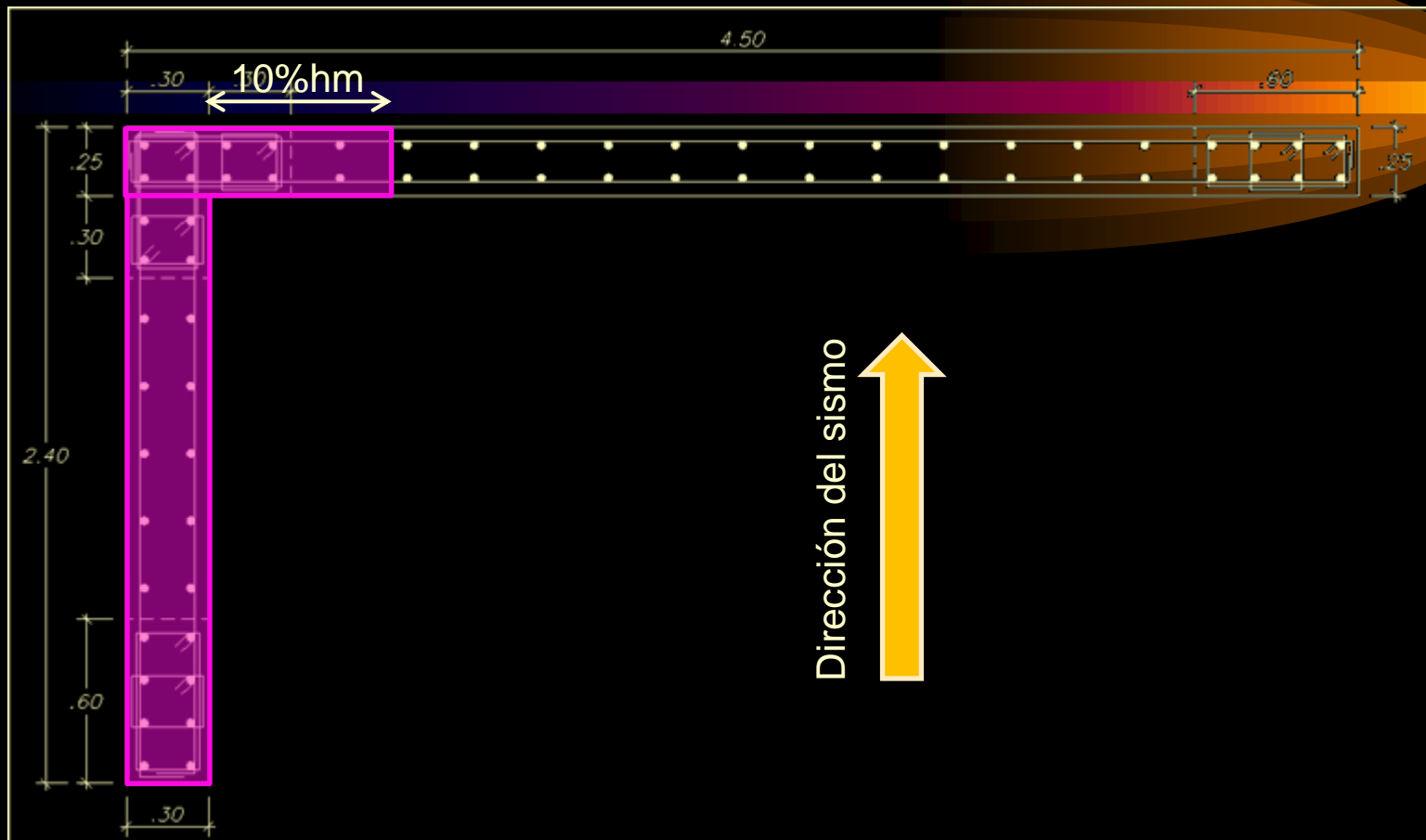


ANCHO EFECTIVO DE ALAS

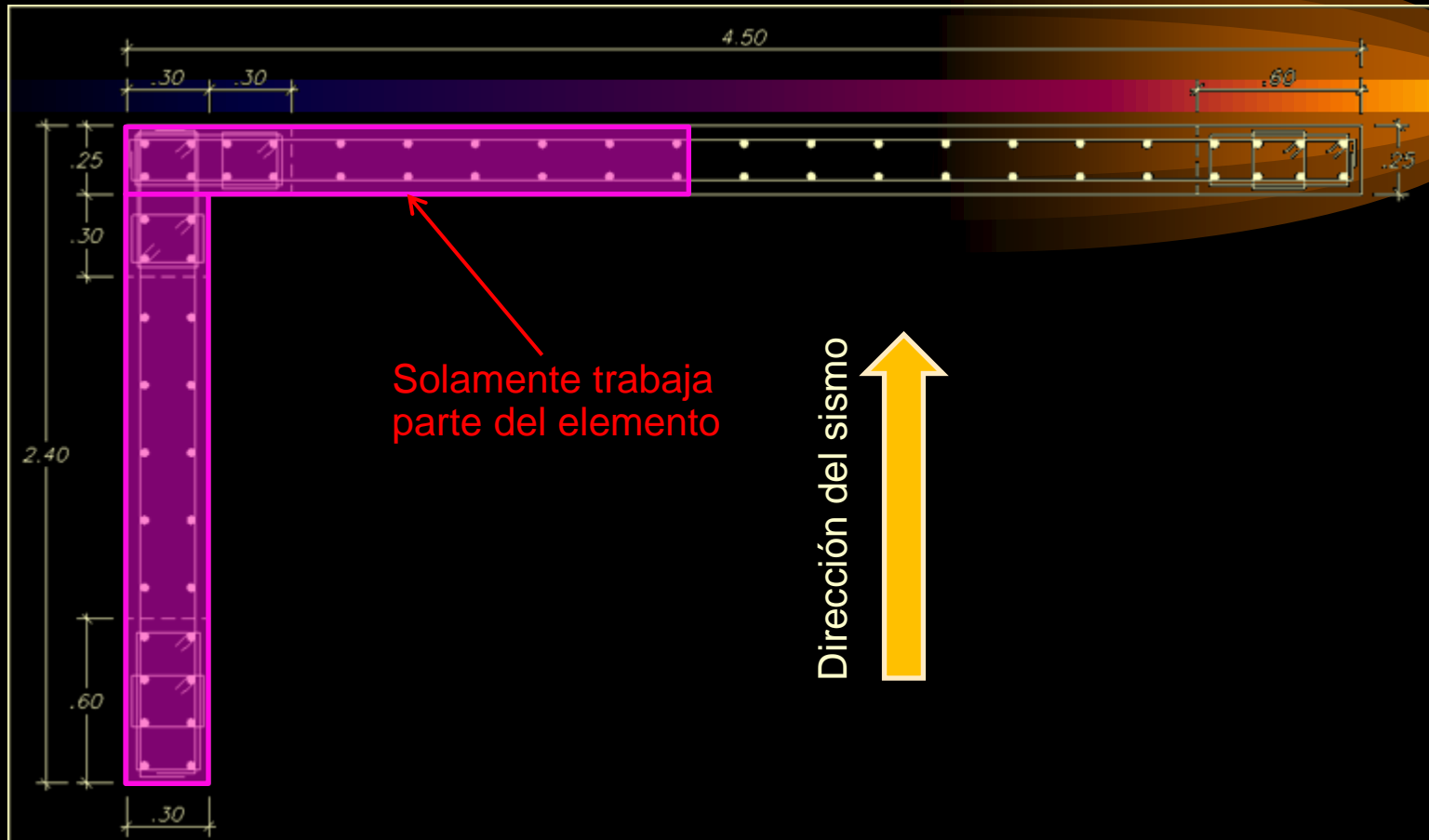
En elementos con alas se debe considerar un ancho efectivo al momento del análisis y diseño



El ACI 318 considera en base a ensayos que el ala efectiva es igual a 25% de la altura total del elemento.

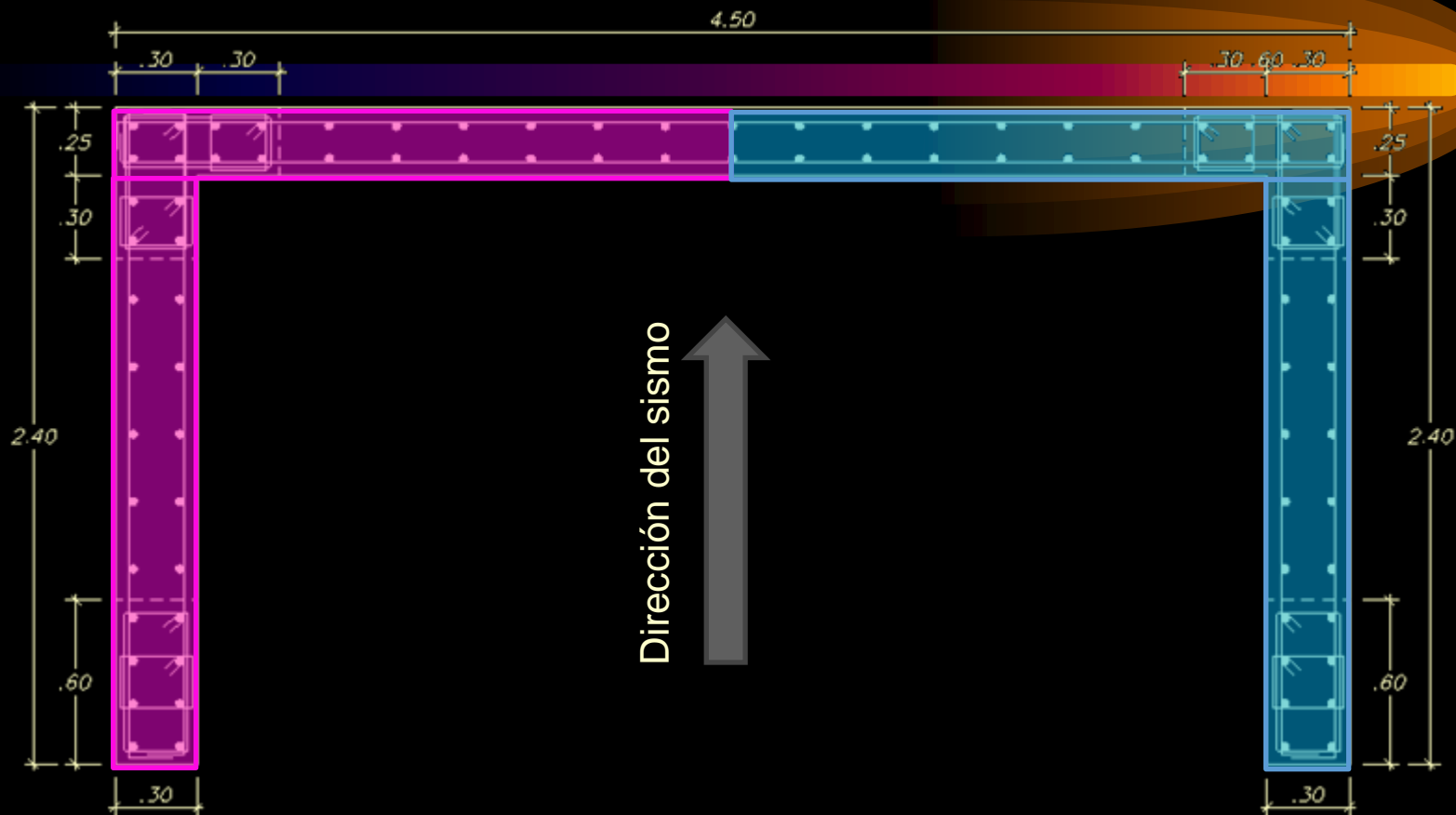


La norma peruana considera que el valor utilizado por el ACI 318 es exagerado, y toma 10% de la altura como ancho de ala efectiva.




Se considera solo parte del ala, porque si esta es muy larga en comparación de la altura del elemento, no es cierto que las secciones planas permanecen planas.





Cuando se tienen elementos con varios muros paralelos (como en placas en C), el ala efectiva se considera como la mitad del ala.



AMPLIFICACIÓN DE V_u EN
ESTRUCTURAS CON
PLACAS QUE TOMAN MÁS
DEL 30% DEL SISMO

Cuando la fuerza cortante en un muro o pórtico es 30% o más que la total, se amplifica la sollicitación en 25%

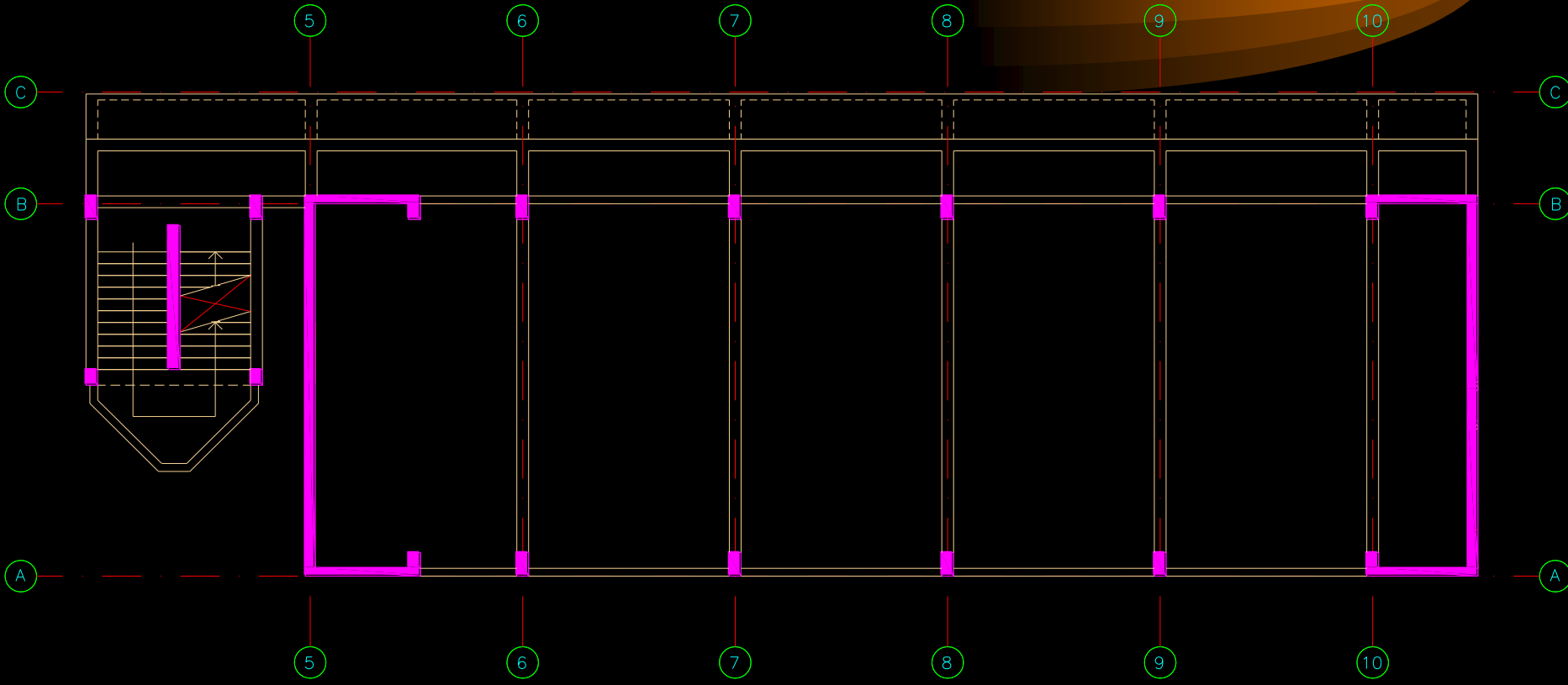
El RNE E.030 exige que para elementos con mucha responsabilidad sísmica, se amplifiquen las demandas de fuerza cortante, buscando un diseño más conservador.

Se intenta tener mayor factor de seguridad en casos en los que existe poca redundancia en las líneas de resistencia sísmica, para el caso de falla frágil por corte.

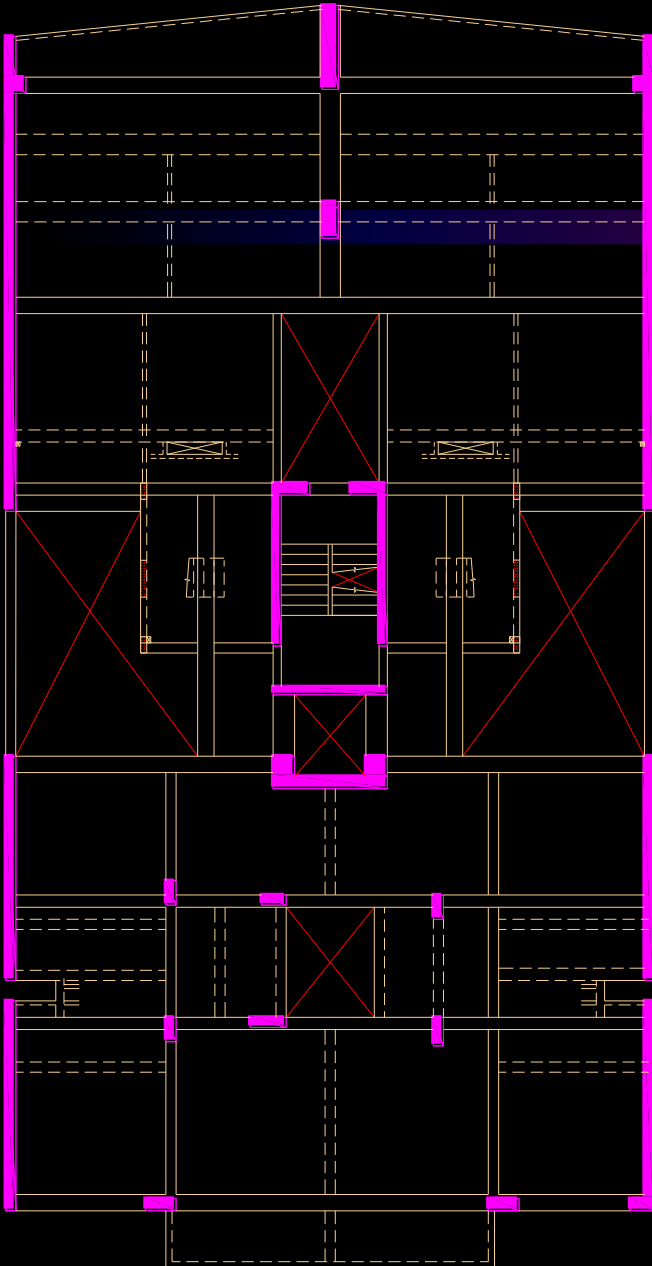
Esta exigencia resulta ser bastante severa, pues afecta prácticamente a todas las edificaciones con 3 ejes resistentes en una dirección.



Proyecto Ampliación de Facultad de Arquitectura y Urbanismo PUCP (2013)



Proyecto El Parque (2012)



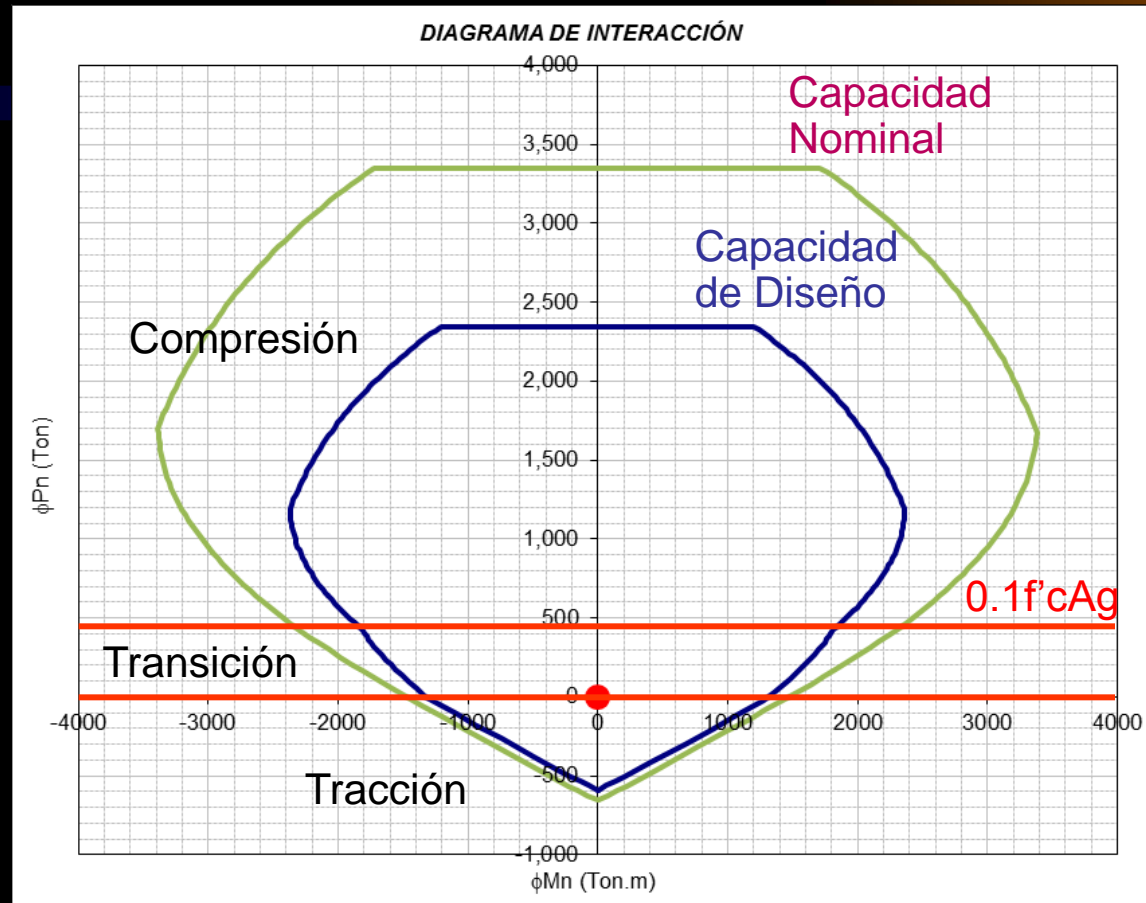
En viviendas es común el caso de estructuras de pocos pisos con muros generosos que abarcan los linderos colindantes con vecinos.

Amplificar las fuerzas cortantes en muros que sabemos siempre se encontrarán en el rango elástico resulta exagerado, pero la norma no hace una distinción especial para estos casos.



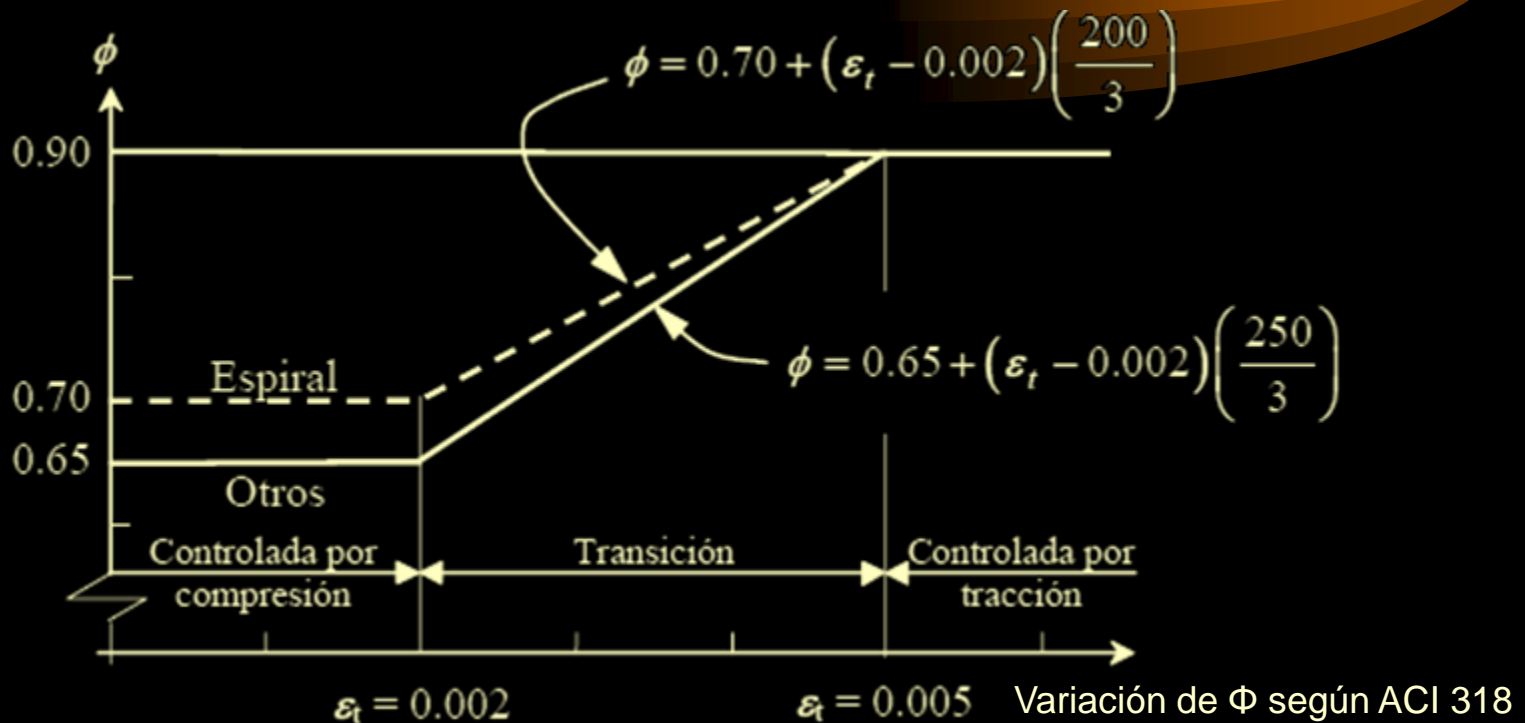
DIAGRAMA INTERACCIÓN DE DISEÑO DE PLACAS

El diseño por resistencia verifica que las demandas últimas (P_u , M_u) sean menores que las capacidades reducidas (ϕP_n , ϕM_n)



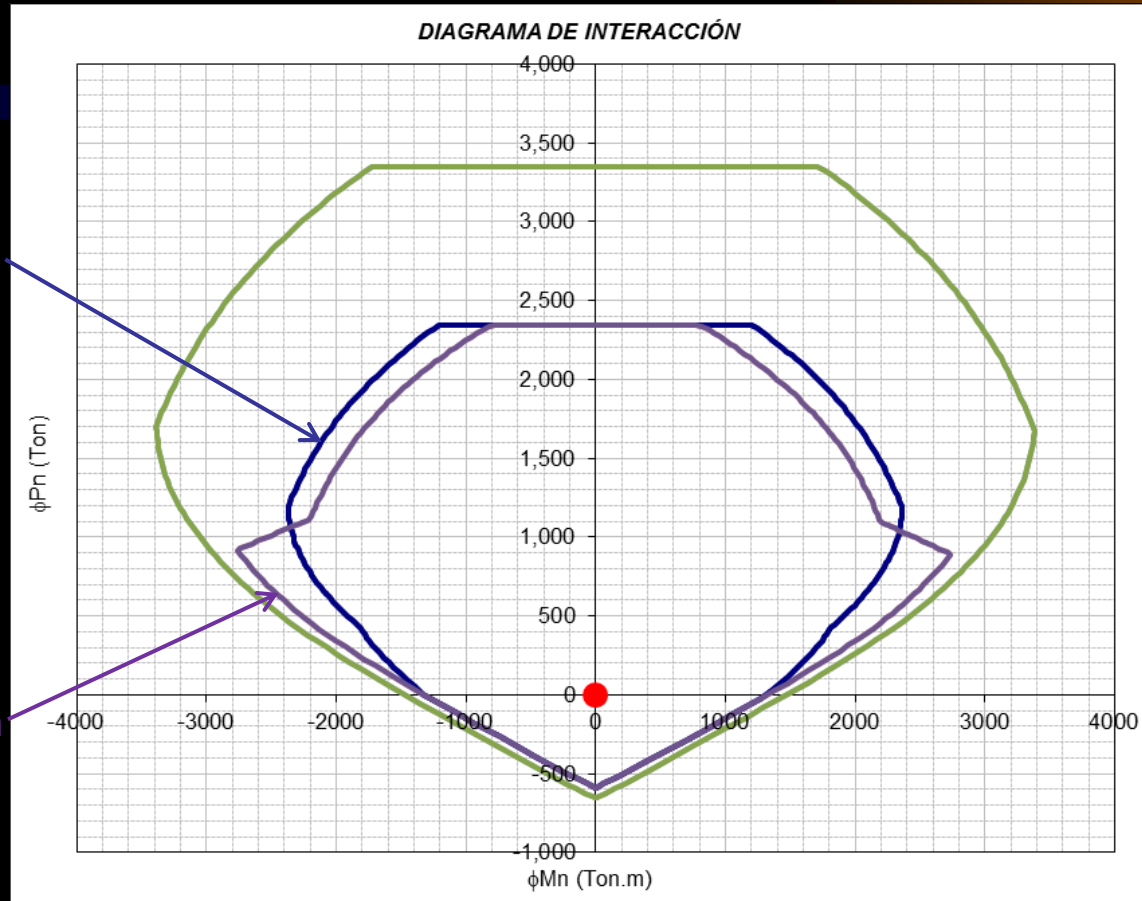
El RNE considera factores de reducción de 0.9 para $P_u \leq 0$ (tracción), de 0.7 para $P_u \geq 0.1f'cAg$ (compresión), e interpola para cargas intermedias (transición).

El ACI 318 adoptó el diseño unificado en el año 2002, en donde los factores de reducción Φ dependen de la deformación del acero extremo y no de la carga axial.

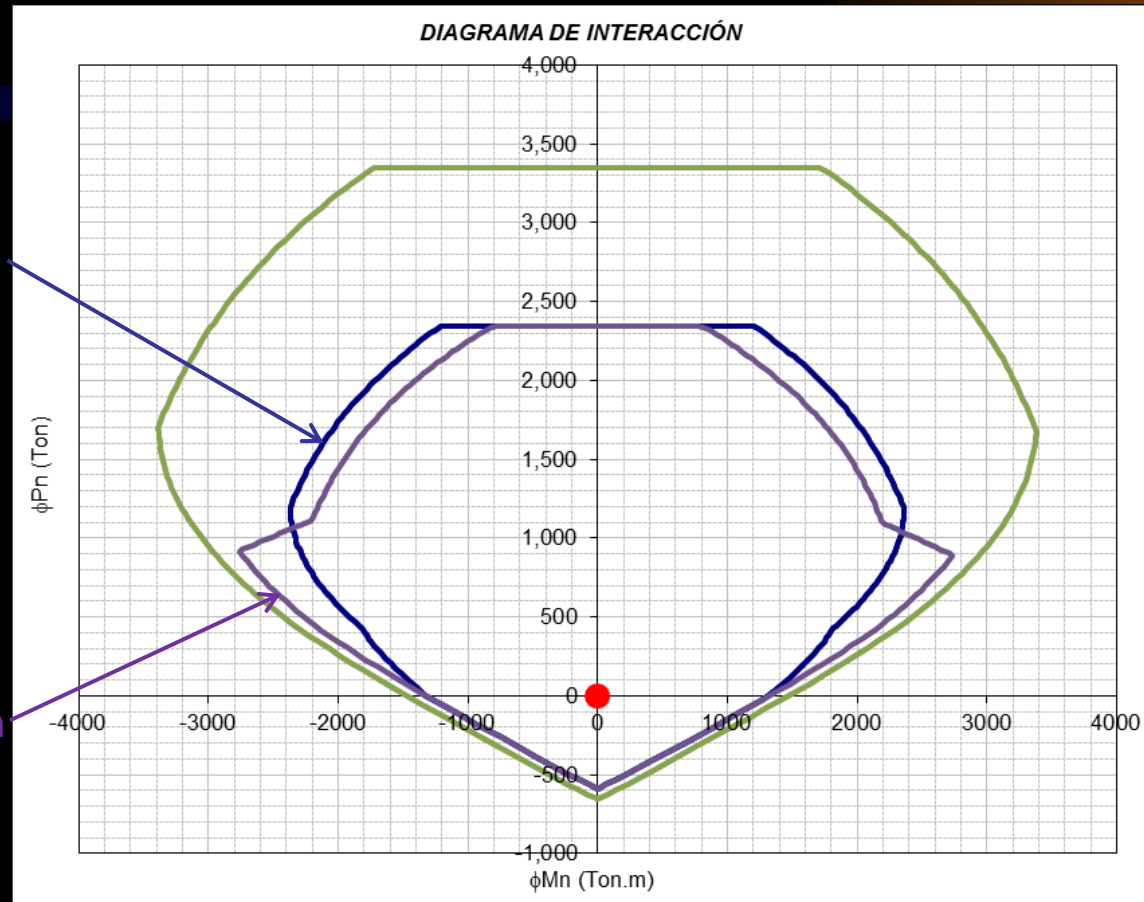


Considera 0.9 para $f_s \geq 0.005$ (tracción), 0.65 para $f_s \leq f_y$ (compresión), e interpola para deformaciones intermedias (transición).

El comité del RNE E.060 decidió no adoptar el diseño unificado para elementos en flexocompresión como columnas y placas



Para casos de cargas axiales bajas, como se da en la mayoría de placas grandes, la capacidad de diseño se acerca peligrosamente a la capacidad nominal.



Capacidad según
RNE E.060

Capacidad según
ACI 318

La diferencia del factor Φ en compresión de 0.7 (RNE E.060) y 0.65 (ACI 318), se puede atribuir a que el ACI utiliza valores de amplificación de cargas menores (1.2D y 1.6L).



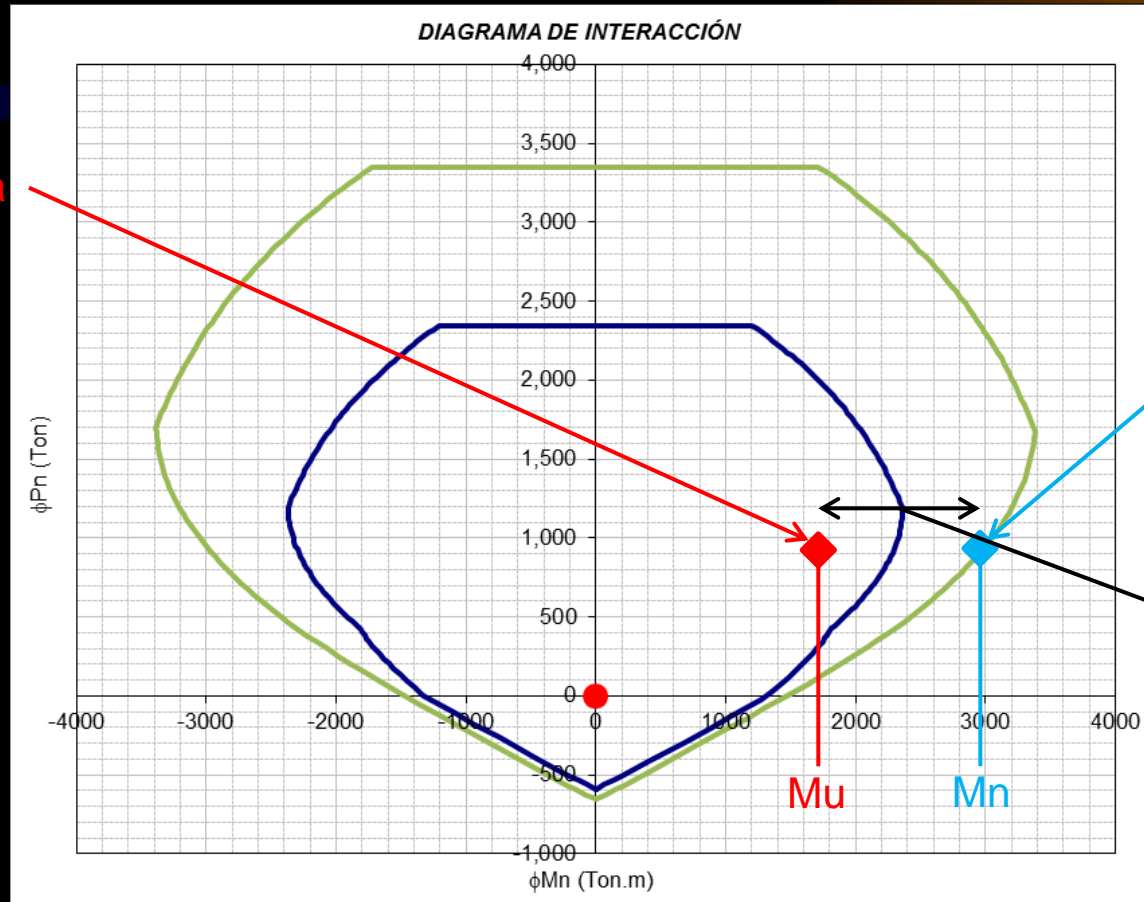
DISEÑO DE CORTE POR CAPACIDAD (AMPLIFICACIÓN DE V_u)

$$V_u = (M_n/M_u)V_{sismo}$$



La norma peruana considera el diseño por capacidad de placas, de manera que la falla del elemento sea por flexión y no por corte

Demanda



Capacidad

Sobrerresistencia

Se considera $V_u = (M_n/M_u)V_{sismo}$, pero limitando la amplificación M_n/M_u al valor de R (correspondiente a la demanda elástica).

Es difícil llegar al límite superior de $M_n/M_u < R$ (RNE E.060) para la amplificación de la fuerza cortante

En casos donde la amplificación de fuerza cortante resulta ser muy grande, la norma peruana especifica el límite $M_n/M_u < R$.

Este límite resulta prácticamente inalcanzable, siendo 6 para edificios de placas, y 7 para edificios duales.

La norma peruana del año 1989 considera como límite $V_u < R_d \cdot V_{sismo}$

En el sismo de Nazca se observó que los desplazamientos fueron mayores a los esperados, por lo que se decidió amplificarlos sin afectar las fuerzas.

Para ello se modificó el factor de R del espectro, multiplicándolo por 2.5. También se modificaron los demás parámetros, dejando las fuerzas iguales.

$$S_a = \frac{ZUCS}{2.5R_d = R}$$

Esto incrementó la exigencia de amplificación por capacidad, pues el límite superior aumentó también en 2.5 veces, aunque esta no fue la intención del cambio en R_d .




Posteriormente se modificó la definición de demanda sísmica, pasando el sismo a rotura. Esto modificó nuevamente el factor de R, ahora 1.25 veces menor.

$$U = 1.25 \left\{ D + L \pm \left[E(97') = \frac{E(03')'}{1.25} \right] \right\}$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{\frac{R(97')}{1.25} = R(03')}$$

Para edificios de placas la amplificación máxima era aproximadamente 3 y no 6 como se considera actualmente. En edificios duales el límite era 4.



- 
- EN CONCLUSIÓN, HAY QUE EVALUAR LA SOBRE-RESISTENCIA PERO ESTA NUNCA DEBE SER SUPERIOR A R.
 - LO EXPLICADO IMPLICA CONSIDERAR 3 O 2.5.



DISEÑO DE CORTE POR CAPACIDAD (AMPLIFICACIÓN DE V_u)

COMPARACIÓN CON ALGUNAS NORMAS EXTRANJERAS

El manual del ACI 318 no especifica requerimientos de amplificación por capacidad en el diseño de muros especiales

“18.10.3 Fuerzas de diseño V_u – debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño.” ACI 318-14

*“R18.10.3 Fuerzas de diseño – Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga apropiados...”
ACI 318-14*



Comparación con AASHTO LRFD

El criterio de amplificación de la norma peruana es similar a lo indicado por el manual de diseño sismorresistente LRFD del AASHTO.

“8.6.9 – La demanda de cortante no necesita ser mayor que el menor de:...

- La demanda calculada según 8.3 (cortante asociado a la capacidad probable de la rótula plástica),*
- La demanda elástica sin reducir.”*

AASHTO LRFD-09



Comparación con ASCE 7

El manual del ASCE 7 indica factores de amplificación (Ω) que consideran la sobrerresistencia del sistema estructural.

El uso de estos factores de amplificación se especifica para casos especiales en donde se quiere controlar la forma de falla, con el mismo espíritu que el diseño por capacidad.

Para sistemas estructurales de placas el factor de sobrerresistencia indicado por el ASCE 7 es $\Omega = 2.5$.



Comparación con Eurocódigo 8

El Eurocode 8 define una expresión para el cálculo del cortante por capacidad similar a la norma peruana, y de manera análoga limita la amplificación al factor de comportamiento estructural “q” (equivalente al factor R).

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

Fuente: Eurocode 8

Para sistemas estructurales de alto desempeño sismorresistente de placas el factor de comportamiento estructural es $q \approx 4$ ó 4.5 .



Algunos ingenieros peruanos consideran en el diseño por capacidad de placas el límite Ω del ASCE 7 y no R, al considerar este último como exagerado.

El factor $\Omega = 2.5$ coincide con el límite de amplificación en el diseño de cortante por capacidad de vigas de sistemas de muros o duales tipo I.

En la realidad, ni el ASCE 7 ni el ACI 318 indican el uso de este factor (Ω) para el caso particular de diseño de placas. Su uso queda a criterio del diseñador estructural.





DISEÑO DE CORTE RESISTENCIA DE DISEÑO

La capacidad por cortante de la placa es la suma de la capacidad del concreto más la capacidad del acero horizontal

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = \alpha \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$\alpha = 0.53$ para placas esbeltas ($h_w/l_w \geq 2$),

$\alpha = 0.80$ para placas robustas ($h_w/l_w \leq 1.5$),

α se interpola para placas intermedias.

A_{cw} es el área bruta de la placa.

$$V_s = (\rho h)(A_{cw}) f_y$$

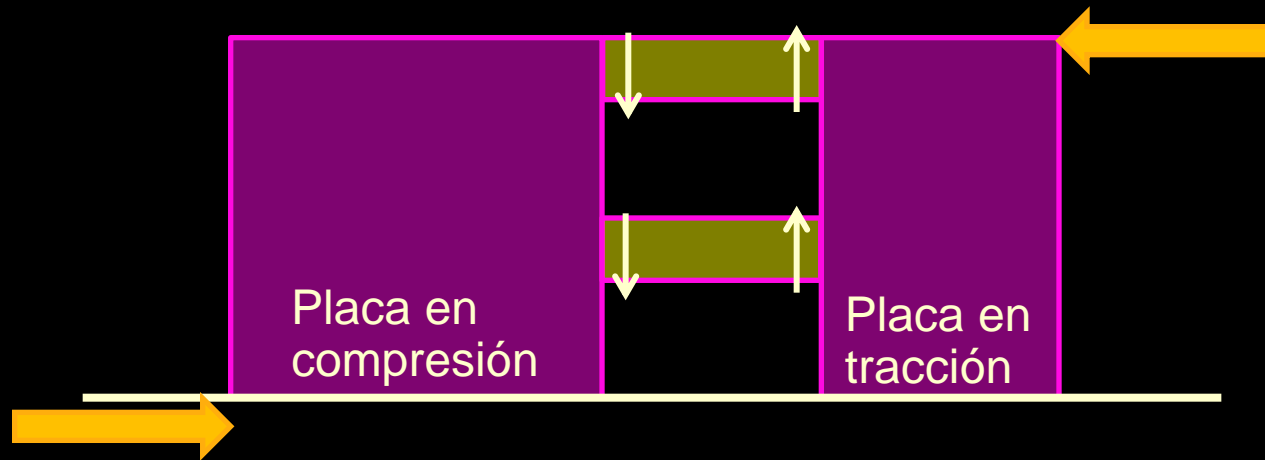
$\rho h A_{cw}$ es el área de refuerzo horizontal que corta un plano de falla a 45° por tracción diagonal.

La resistencia del concreto V_c depende de la esbeltez de la placa

Se conoce de manera empírica que el concreto de placas poco esbeltas tienen mayor resistencia al corte. Esto se debe a que este tipo de muros presentan bajo momento flector en relación al cortante que soportan.

Para casos donde $h_w/l_w \geq 2$, la resistencia se estabiliza. El valor de V_c es similar que el de vigas convencionales de concreto armado.

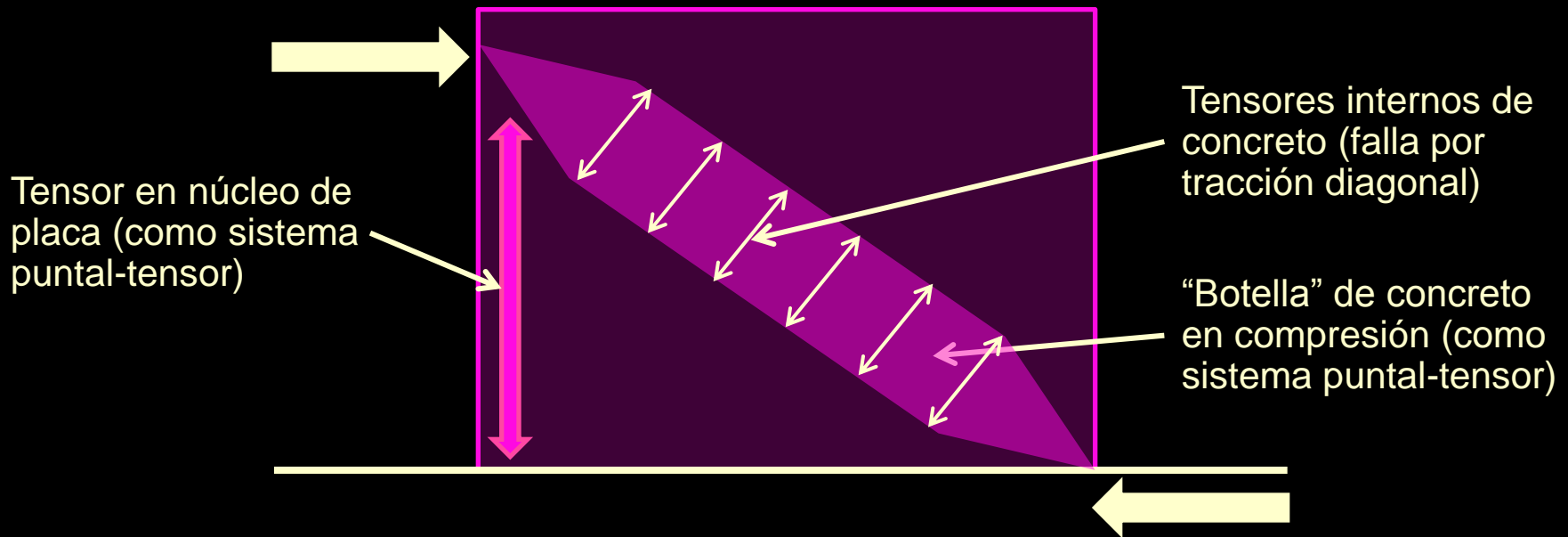
Si un muro tiene una carga axial importante, esta aporta a cerrar la fisura de tracción diagonal que se genera. Sin embargo, este aporte se desprecia.



Cuando se tienen cargas axiales importantes de tracción (como en placas conectadas), el V_c se castiga por el factor $(1 - N_u / 140 A_g)$, ya que el efecto de cargas axiales abre más la fisura de tracción diagonal.

Fierro máximo: La capacidad total de la sección se limita a 5 veces la capacidad del concreto

Para evitar elementos con demandas exageradas suplidas por mucho refuerzo, no se permite que el acero aporte más de 4 veces el aporte del concreto.



La intención es evitar muros con poca sección y mucho refuerzo, que podrían presentar una falla por trituración del concreto diagonalmente.



ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL

En un sismo severo es posible que los elementos de borde pierdan su recubrimiento. Por ello, tanto el RNE E.060 como el ACI 318 exigen que el refuerzo horizontal ancle dentro de los núcleos confinados.

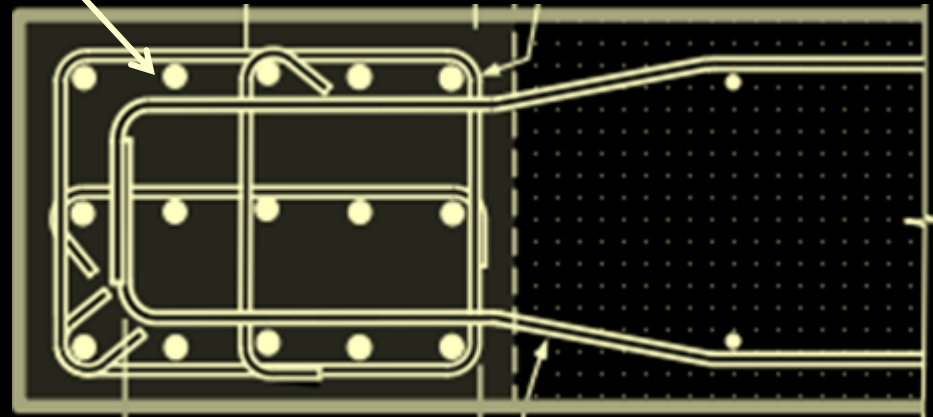
“18.10.6.4.e – El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse hasta dentro de 150mm del extremo del muro. El refuerzo debe anclarse para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde...” ACI 318-14

De esta manera el elemento no pierde capacidad por fuerza cortante aún luego de ingresar en el rango inelástico.



Es necesario garantizar el anclaje de refuerzo horizontal en los núcleos confinados de borde

Φ horizontal ancla dentro del núcleo confinado de borde



15cm Longitud de anclaje (con o sin gancho según sea el caso)



El detalle típico de anclaje en los núcleos debe ser utilizado en toda zona en donde se espera que haya una pérdida de recubrimiento en los extremos de placa.



En Chile se utiliza un detalle distinto, en donde el refuerzo horizontal rodea el núcleo de borde, y ancla con gancho a 135° dentro de la zona confinada.

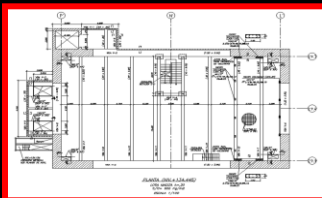
TERCERA PARTE DE LA CONFERENCIA



Evolución de estructuras de concreto armado en el Perú



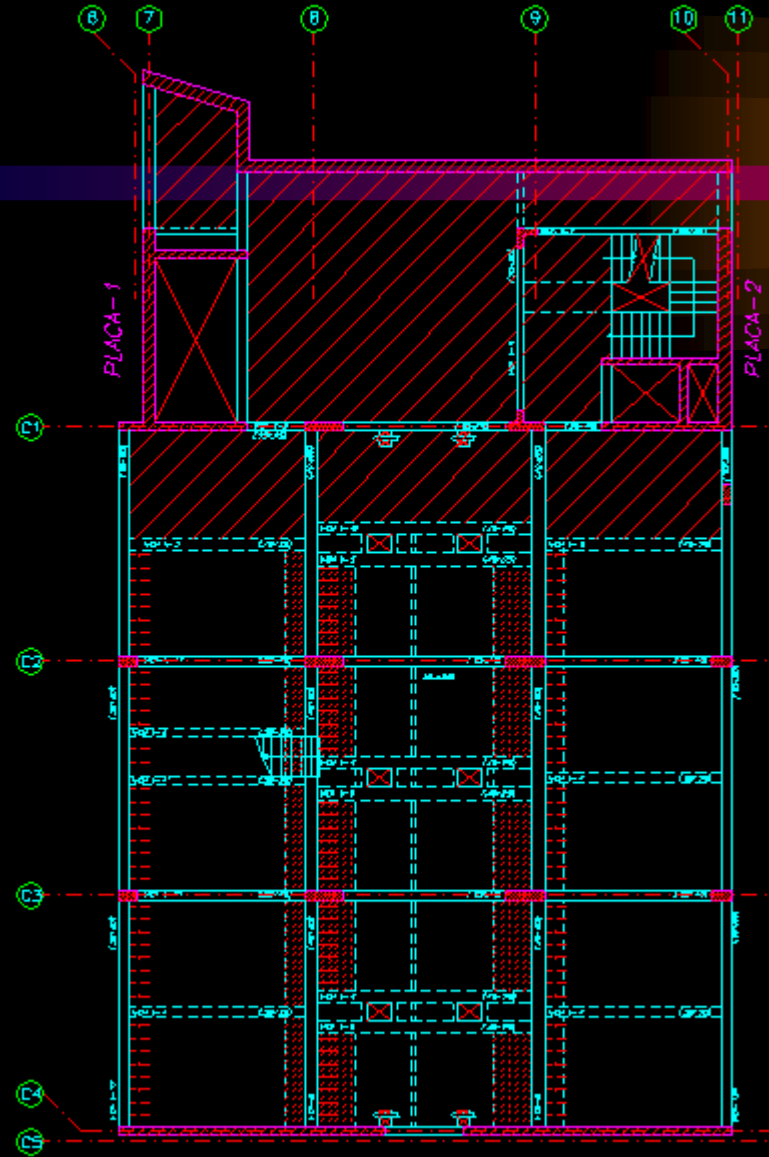
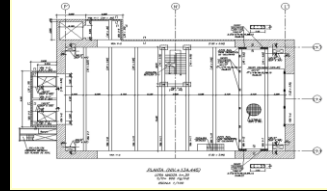
Disposiciones normativas para el diseño de placas



Ejemplos de uso de placas en diversas estructuras peruanas



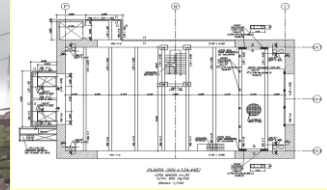
Proyecto Hotel Santa Ana - Sector V



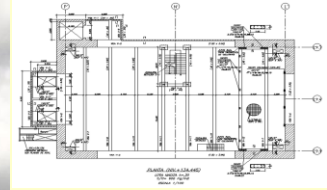
ENCUADRAMIENTO DEL TECHO DEL NIVEL 3.00m (NIVEL 3.00m)



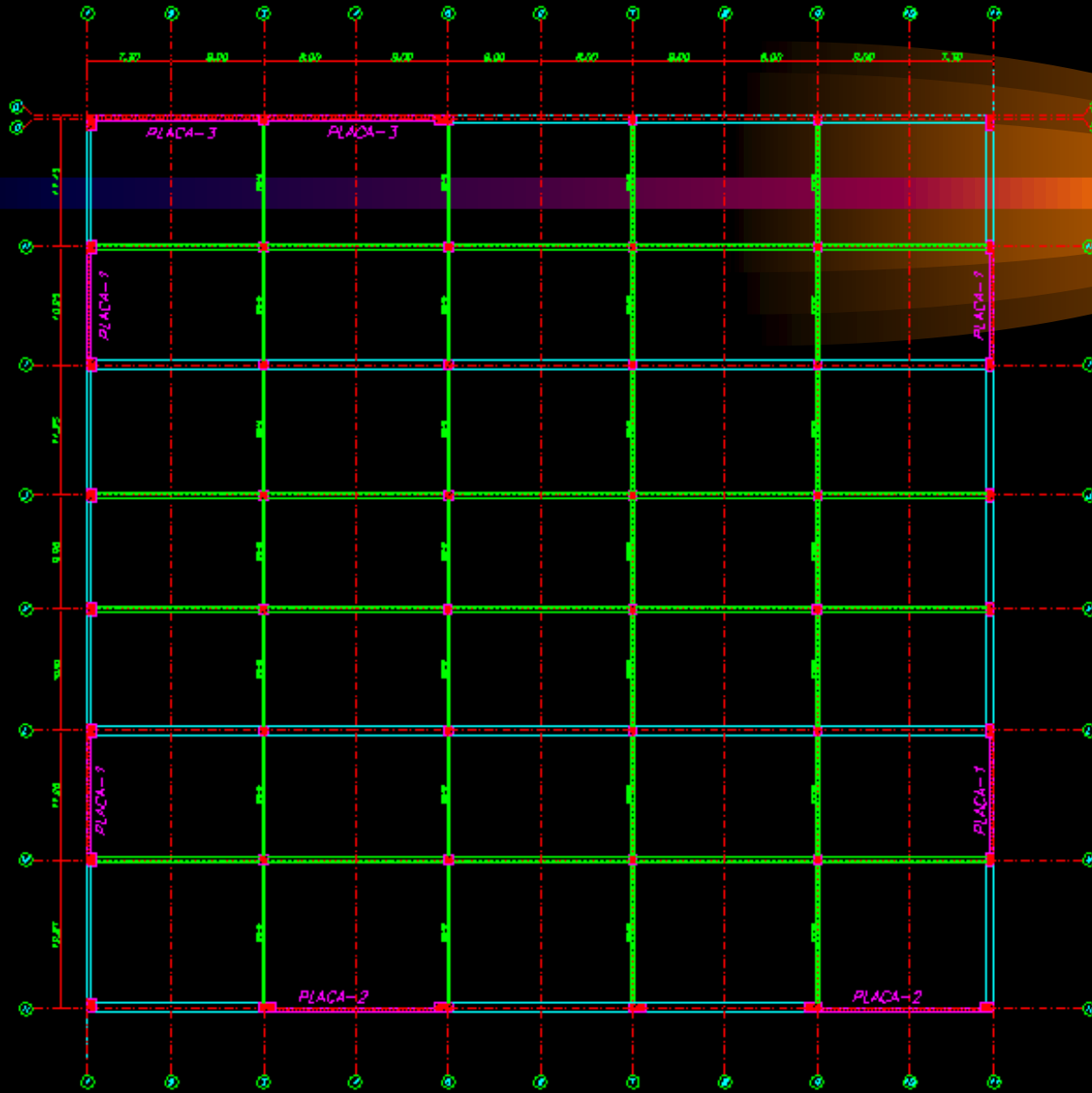
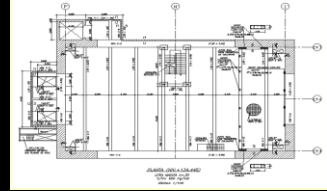
Proyecto Hotel Santa Ana - Sector V



Proyecto Hotel Santa Ana - Sector V



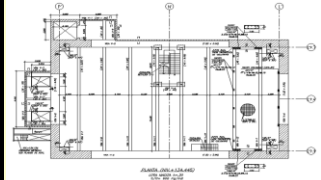
Proyecto Maestro Home Center Cusco



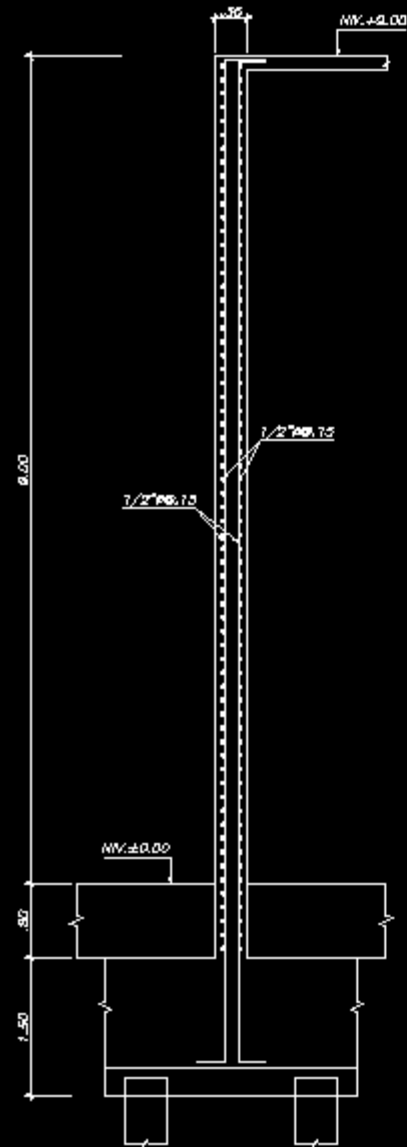
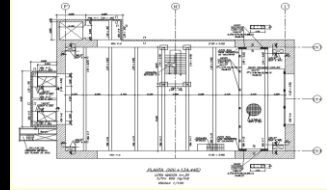
PROYECTO MAESTRO HOME CENTER CUSCO
DISEÑO ESTRUCTURAL



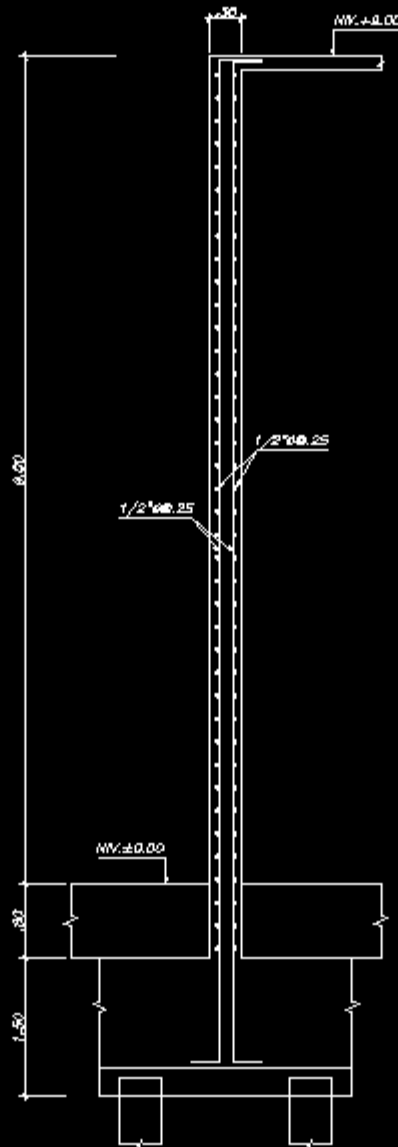
Proyecto Maestro Home Center Cusco



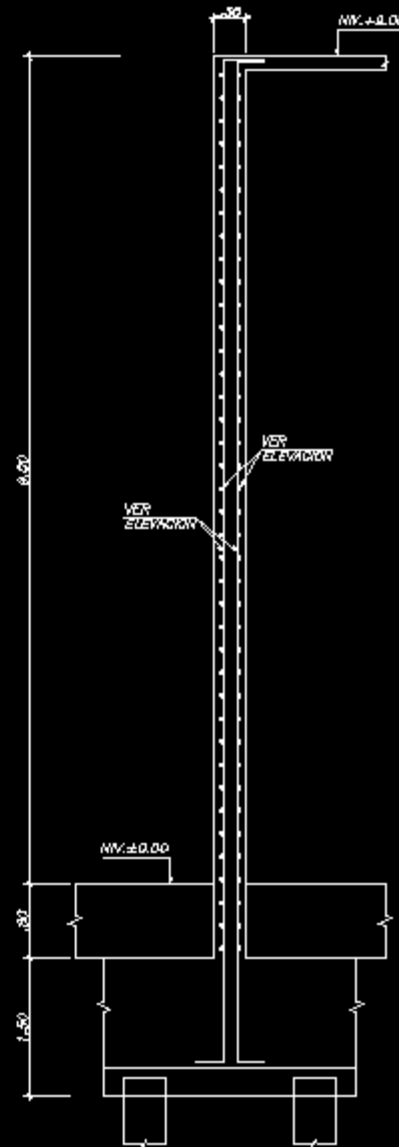
Proyecto Maestro Home Center Cusco



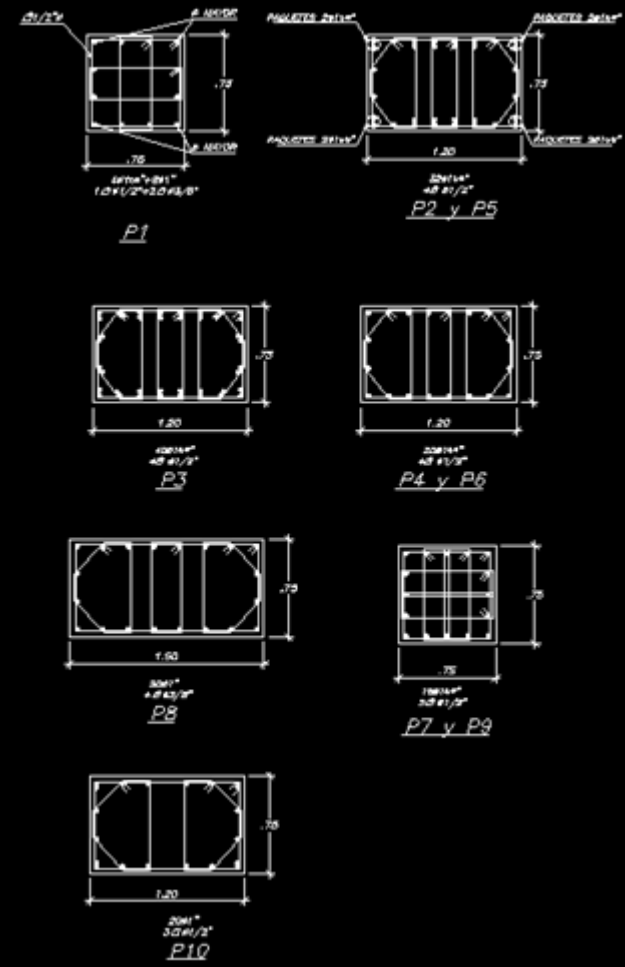
ELEVACION PLACA 1



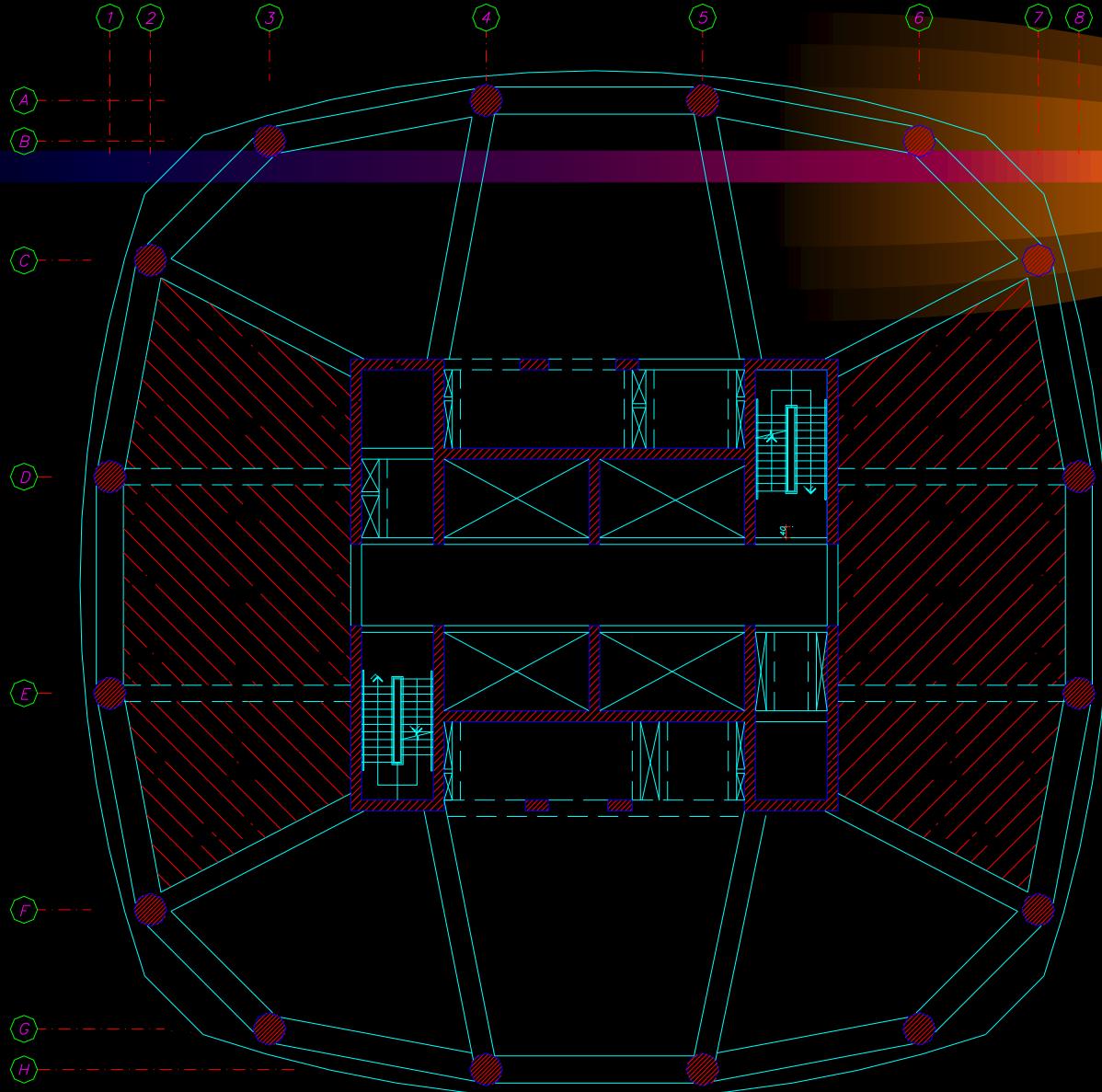
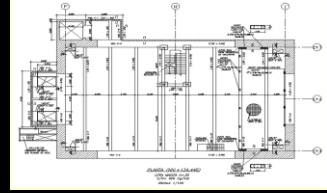
ELEVACION PLACA 2



ELEVACION PLACA 3



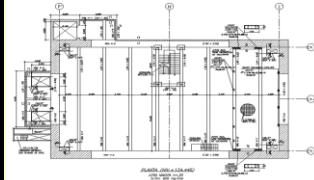
Proyecto Torre Begonias (Banco GNB)



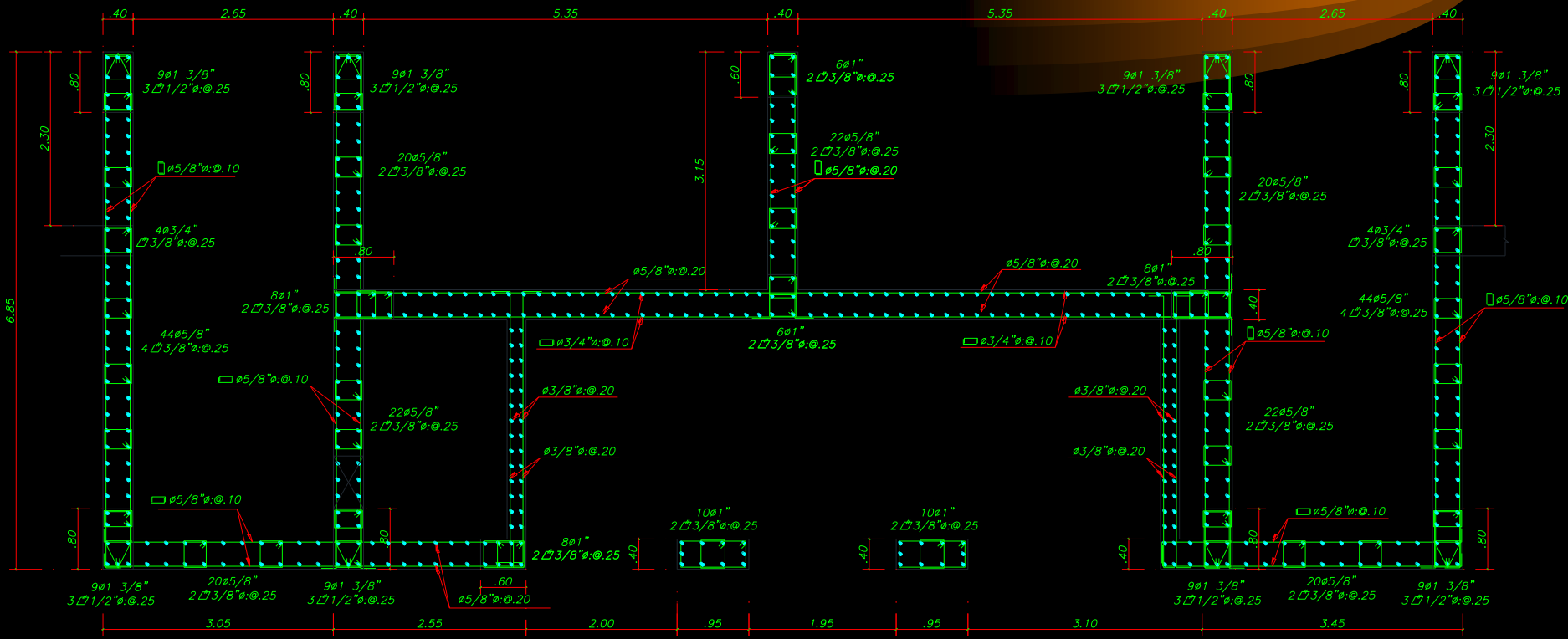
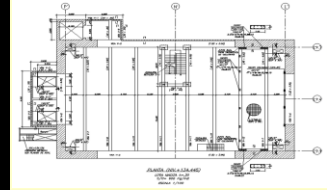
ENCOFRADO TÍPICO



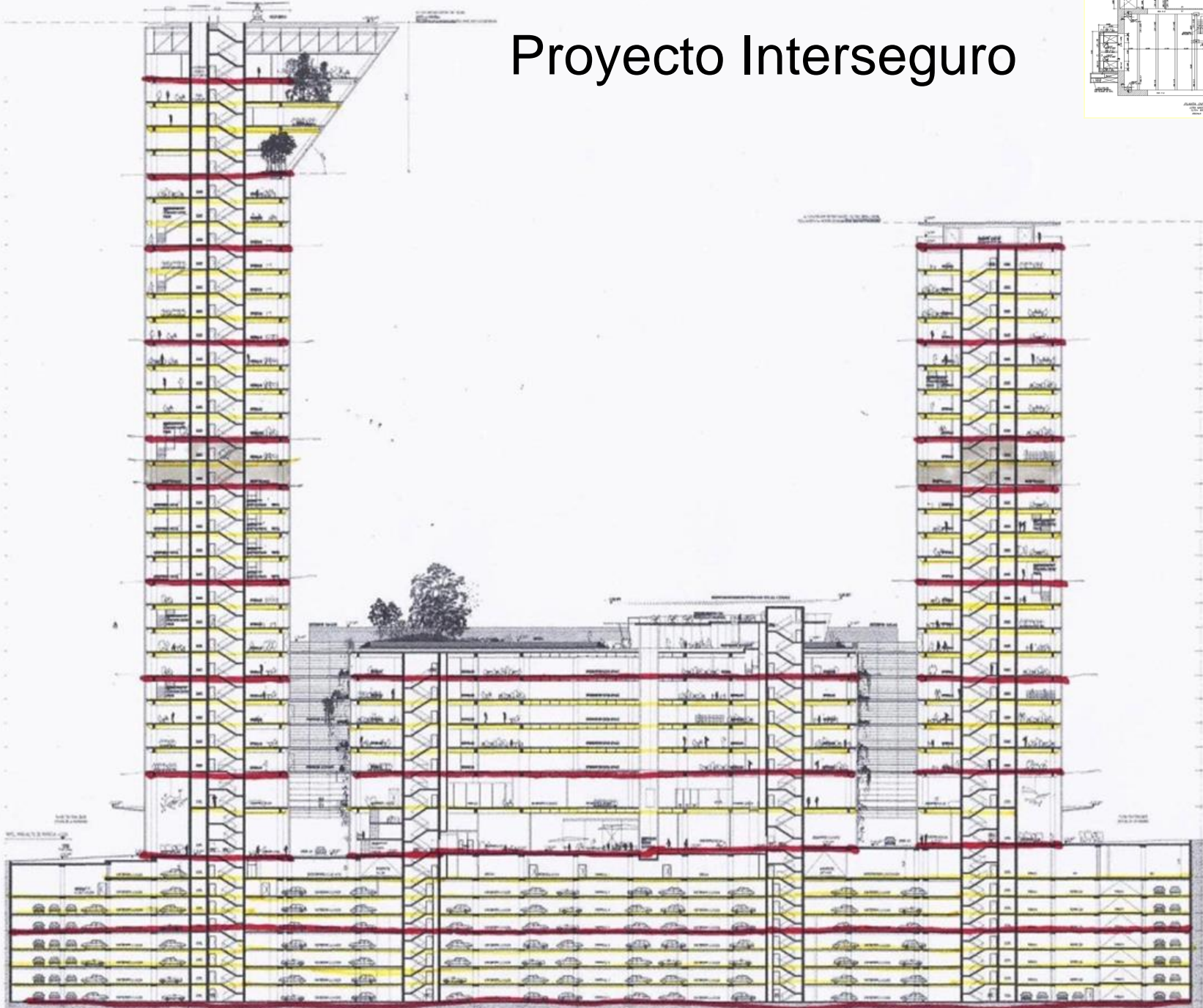
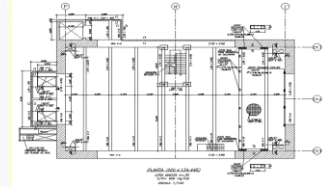
Proyecto Torre Begonias (Banco GNB)



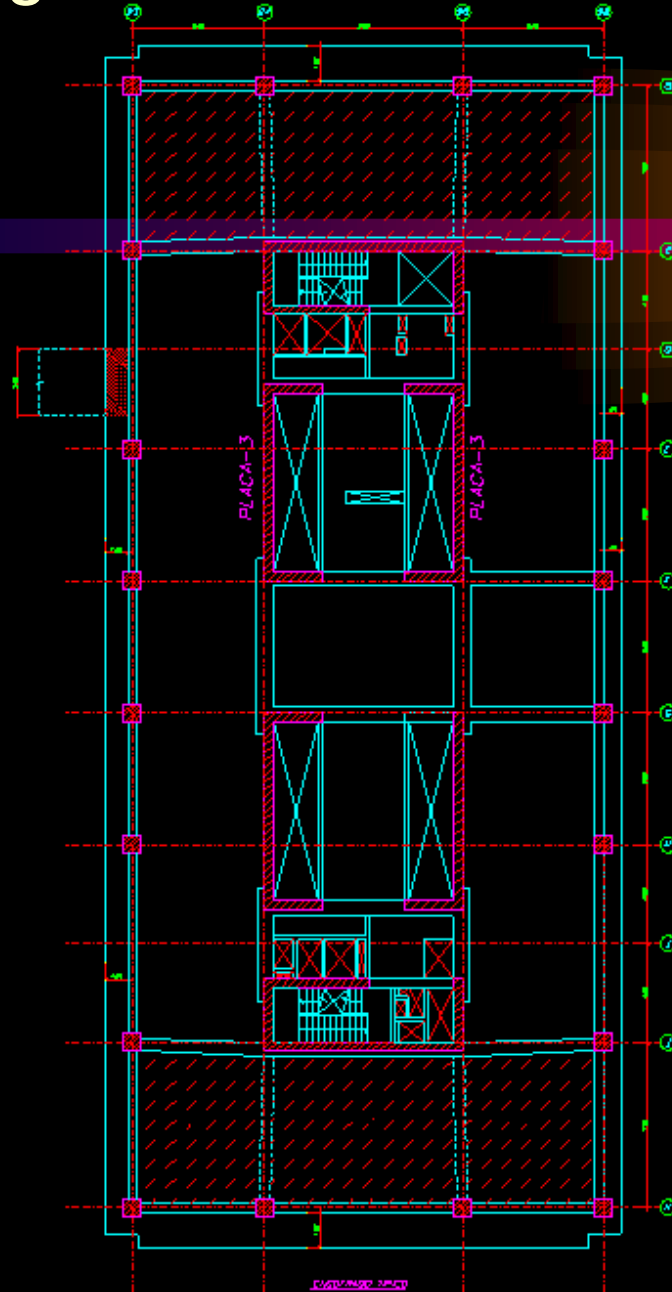
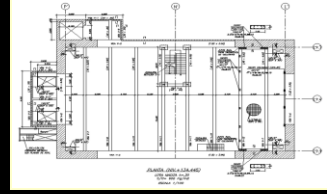
Proyecto Torre Begonias Placa Sur (Piso 1)



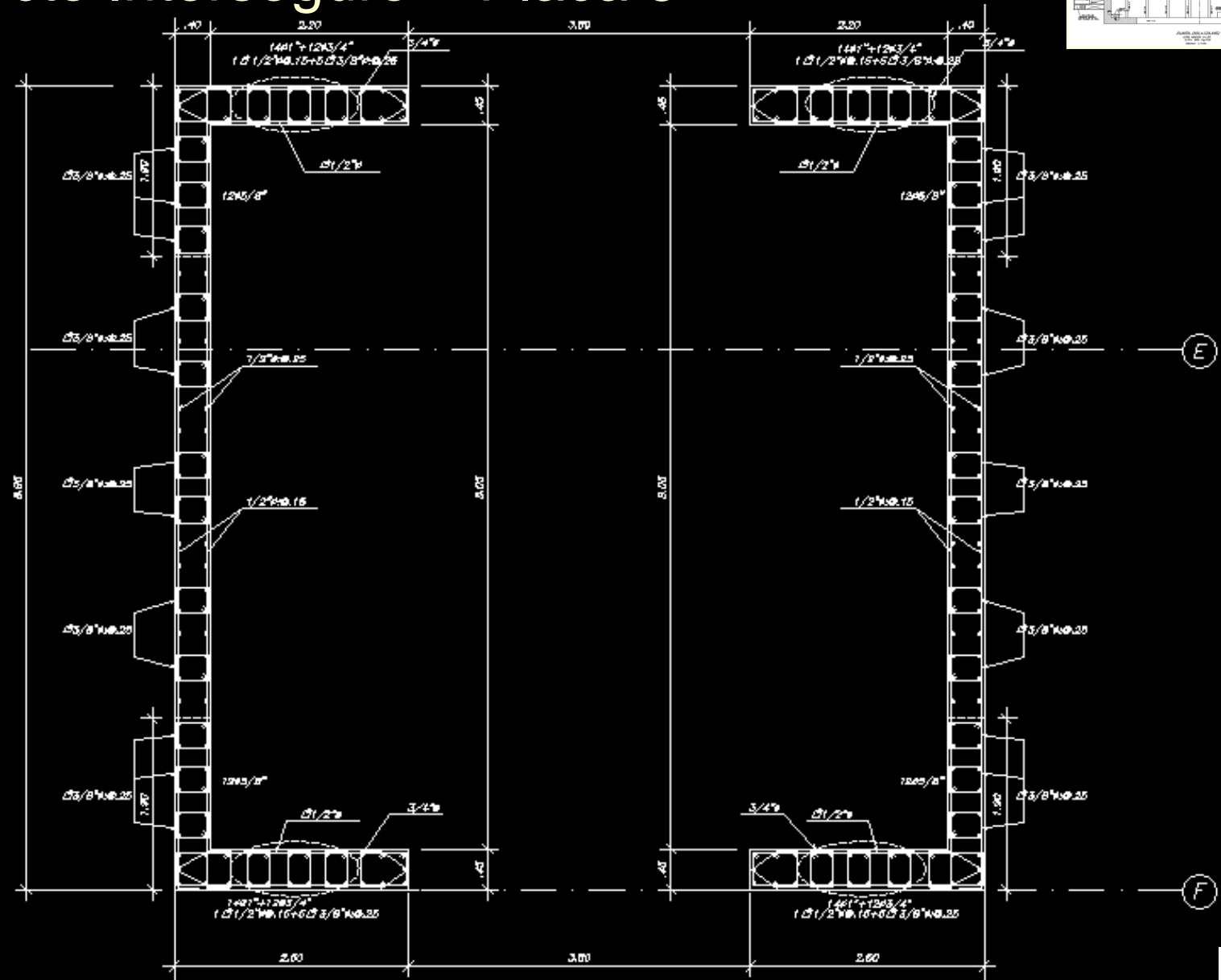
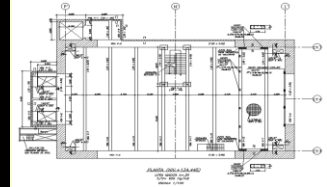
Proyecto Interseguro



Proyecto Interseguro – Torre Este



Proyecto Interseguro – Placa 3



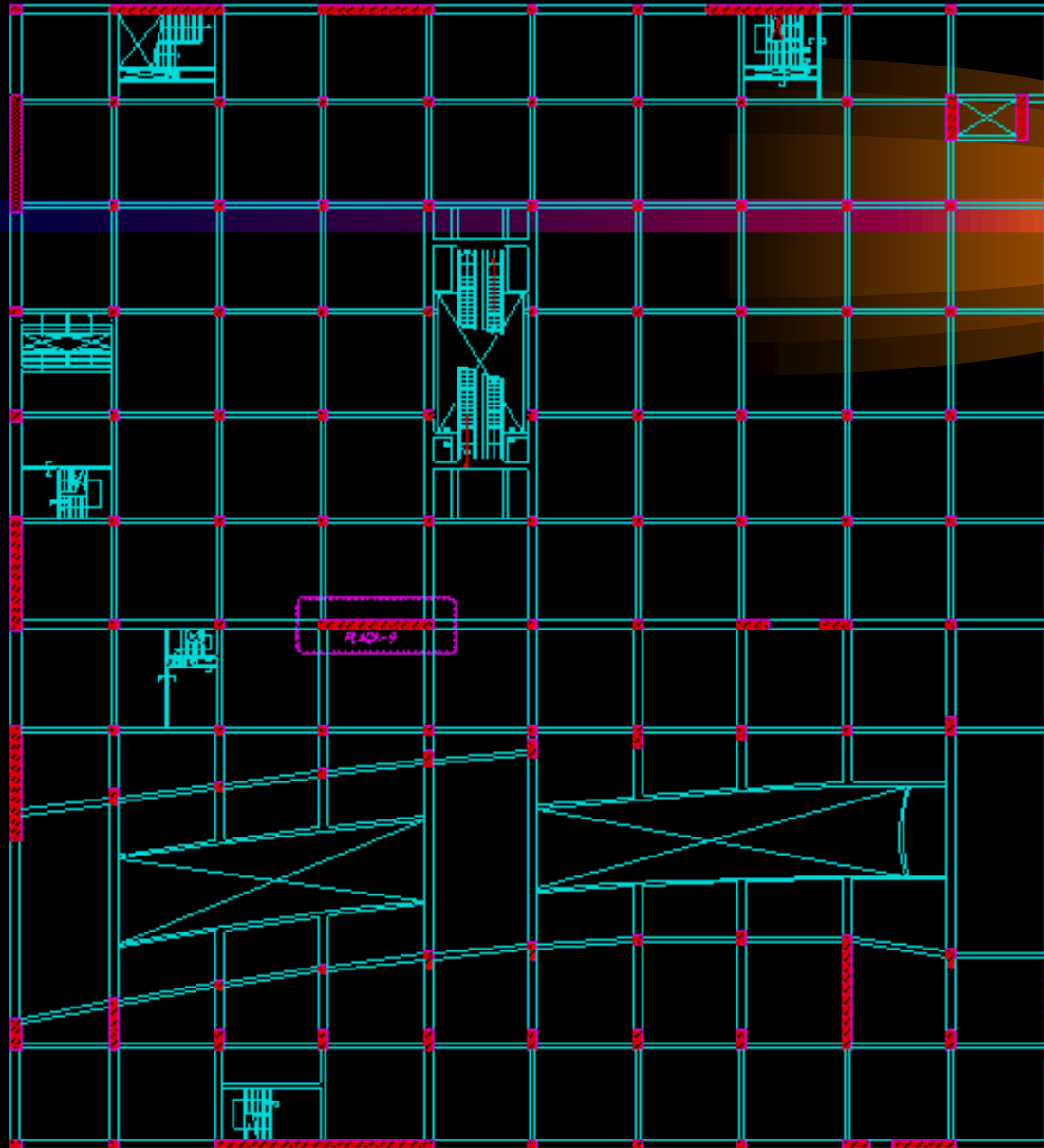
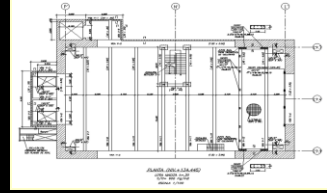
24

25

1° AL 4° PISO
 $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2 (1^\circ \text{ AL } 3^\circ)$
 $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 (4^\circ)$



Proyecto Centro Comercial Cono Sur

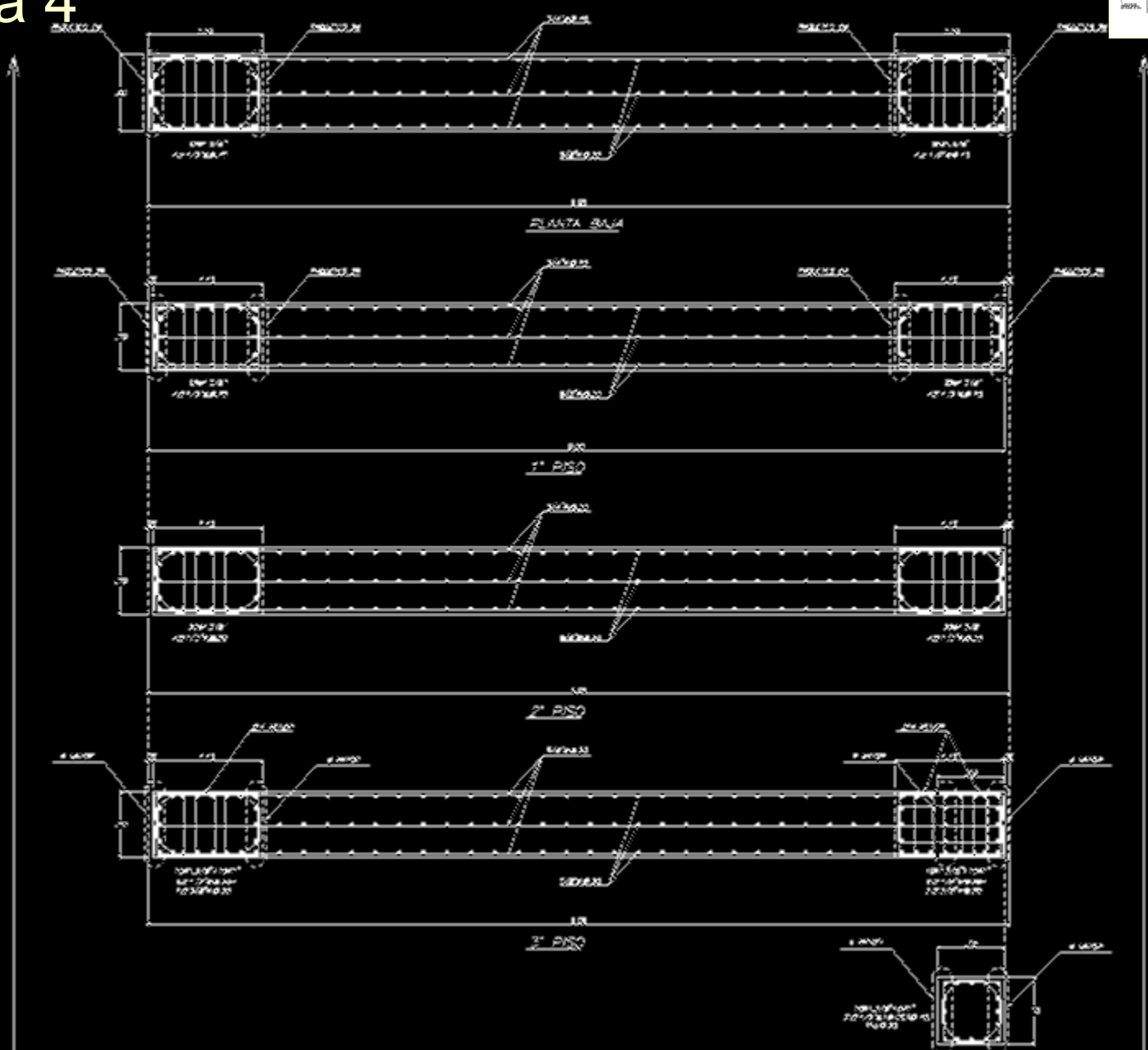
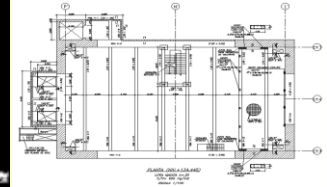


ENCUADRO DEL NIV. +1.00 (PLANTA NIVEL +6.85)

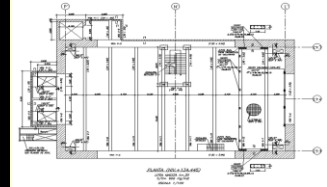


Proyecto Centro Comercial Cono Sur

Placa 4



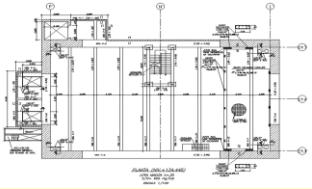
Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



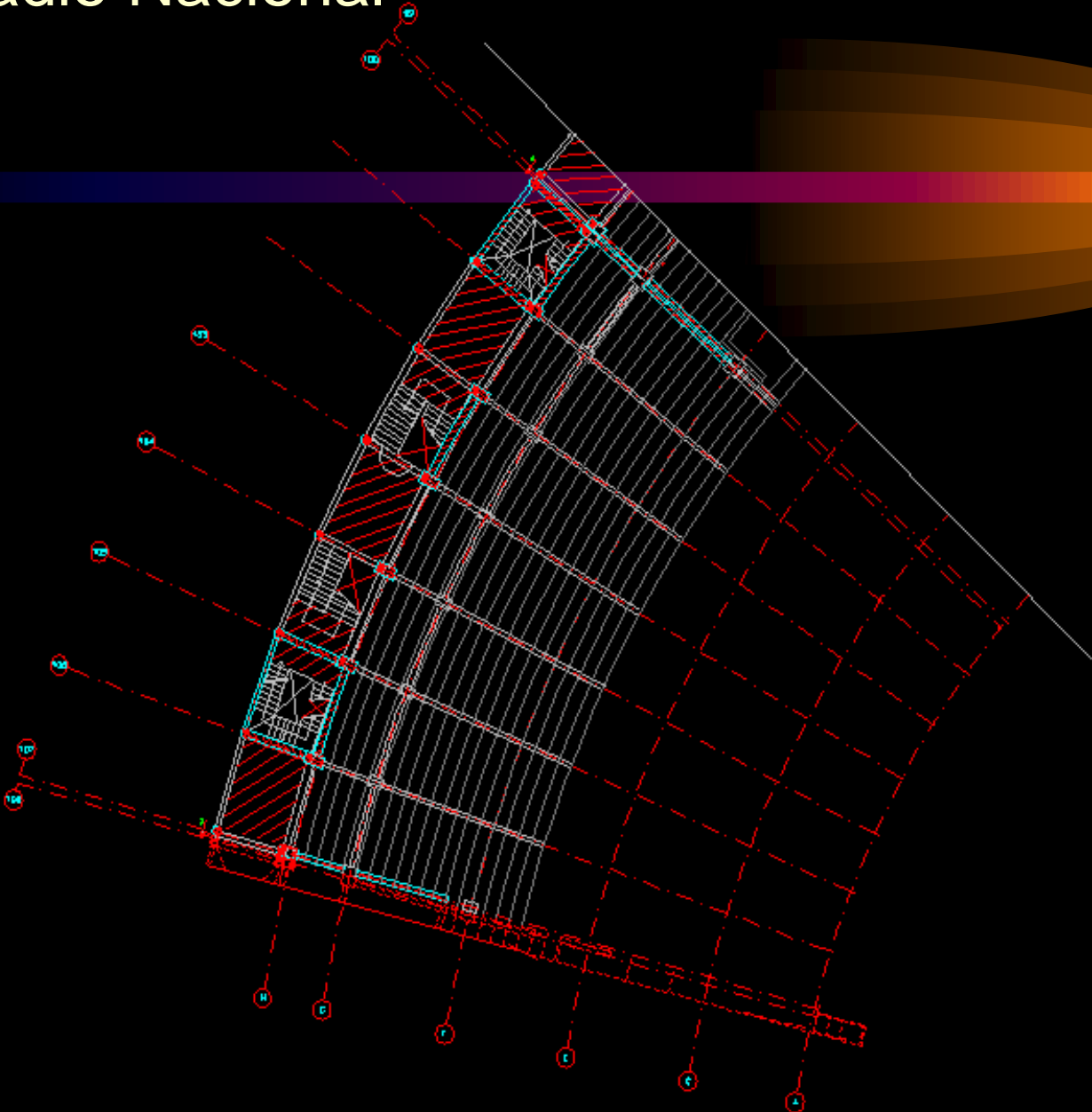
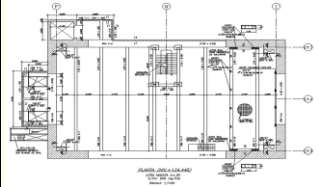
Edificio nuevo unido al existente
reforzamiento con nuevas placas



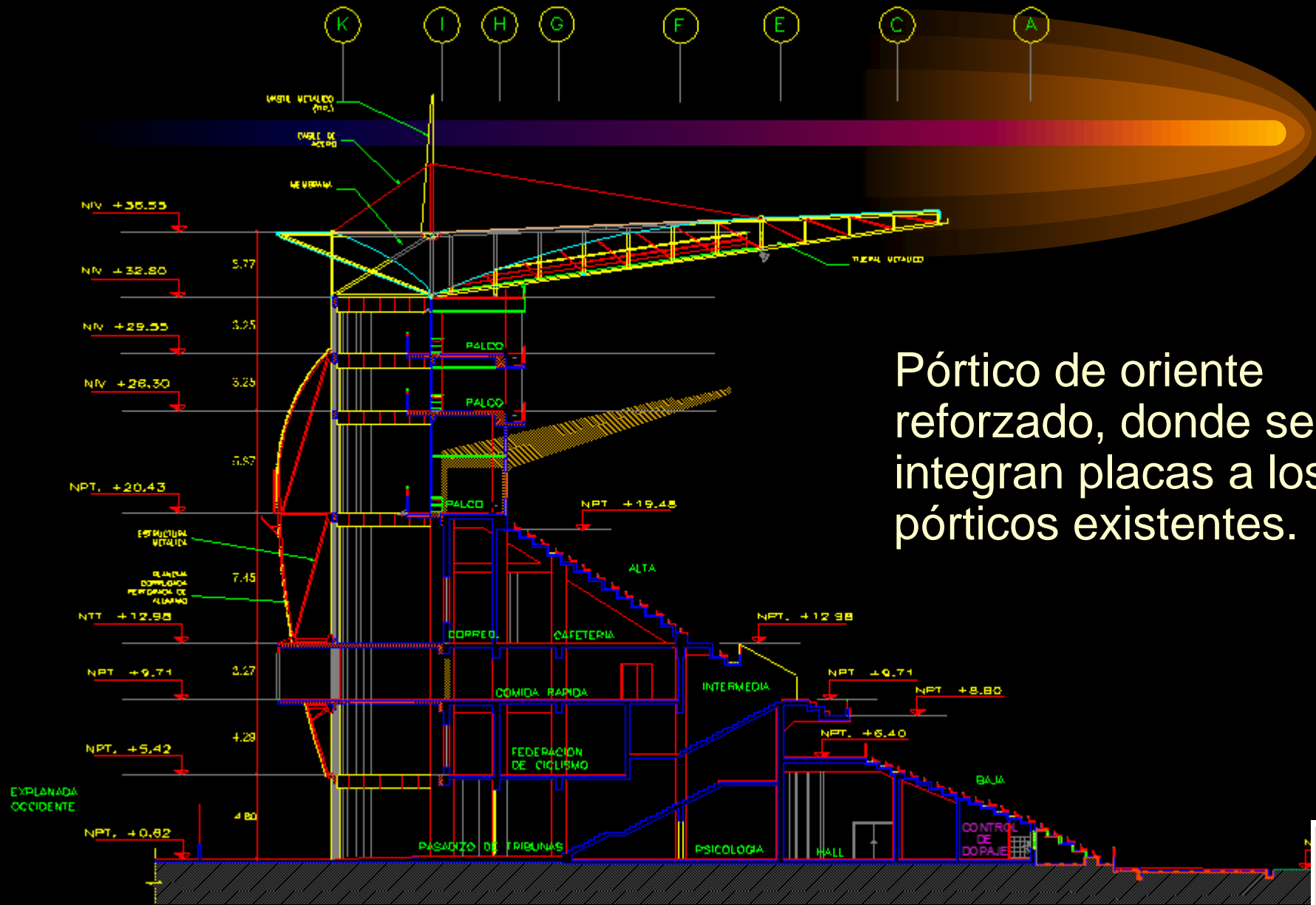
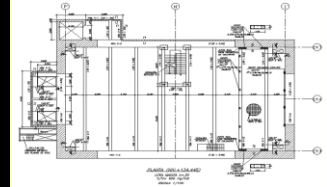
Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



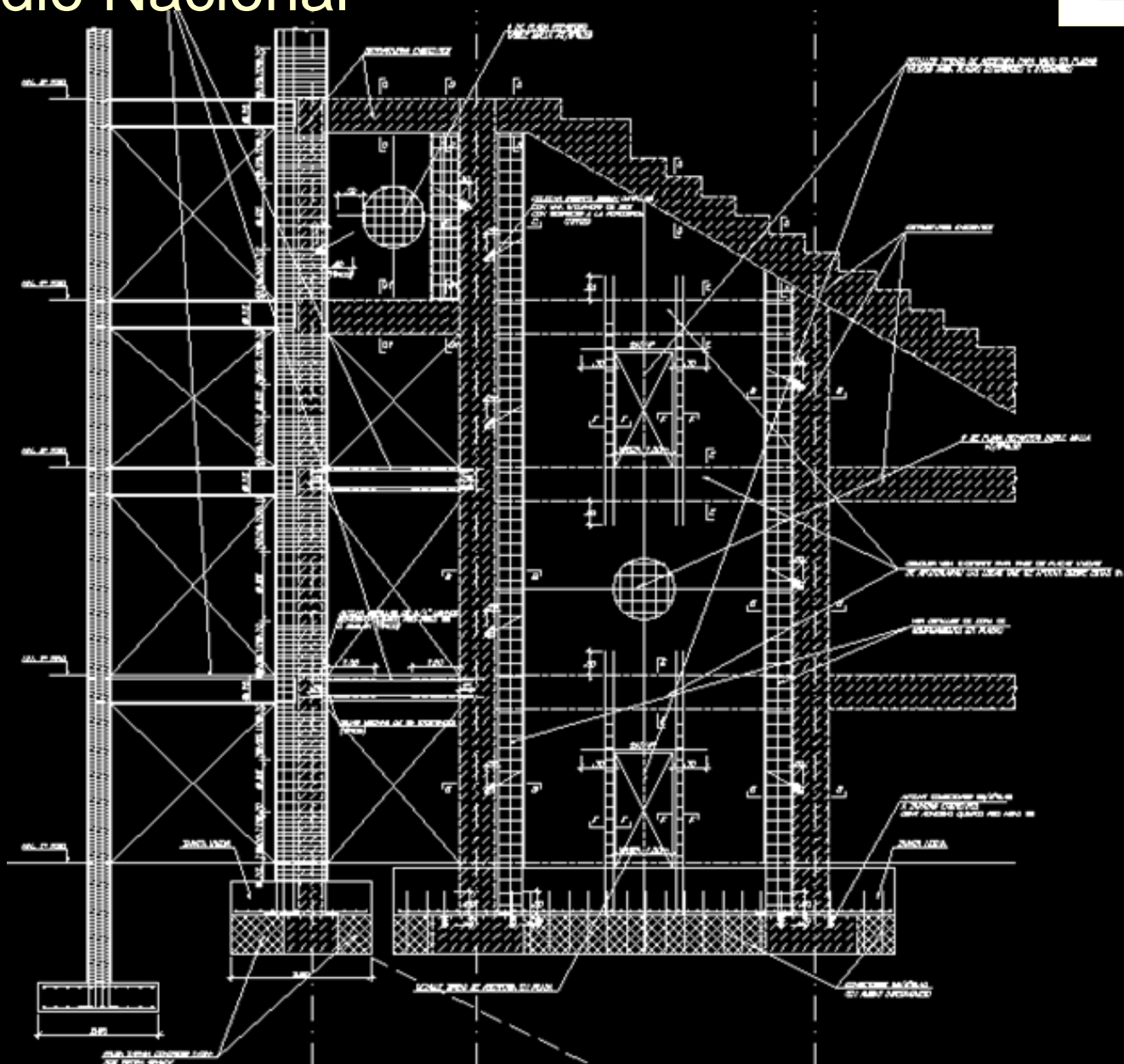
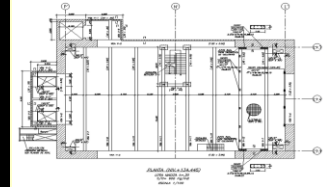
Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



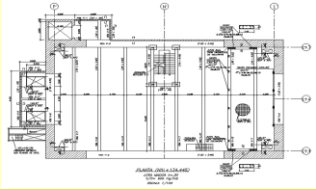
Pórtico de oriente reforzado, donde se integran placas a los pórticos existentes.



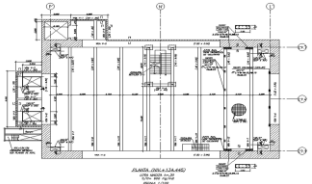
Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



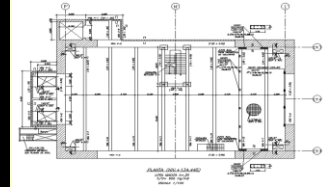
Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



Proyecto de Reforzamiento del Estadio Nacional



Proyecto Edificio Intercambiador de Calor de Cementos Lima



Ubicación: Villa María del Triunfo.

$f'c = 350$ a 500 kg/cm²

$f_y = 4,200$ kg/cm²

$W_t = 15$ kg/cm² (Roca)

Cantidades ejecutadas:

Concreto: 14,780 m³

Encofrado: 31,115 m²

Acero: 2,370 ton

Propietario: Cementos Lima

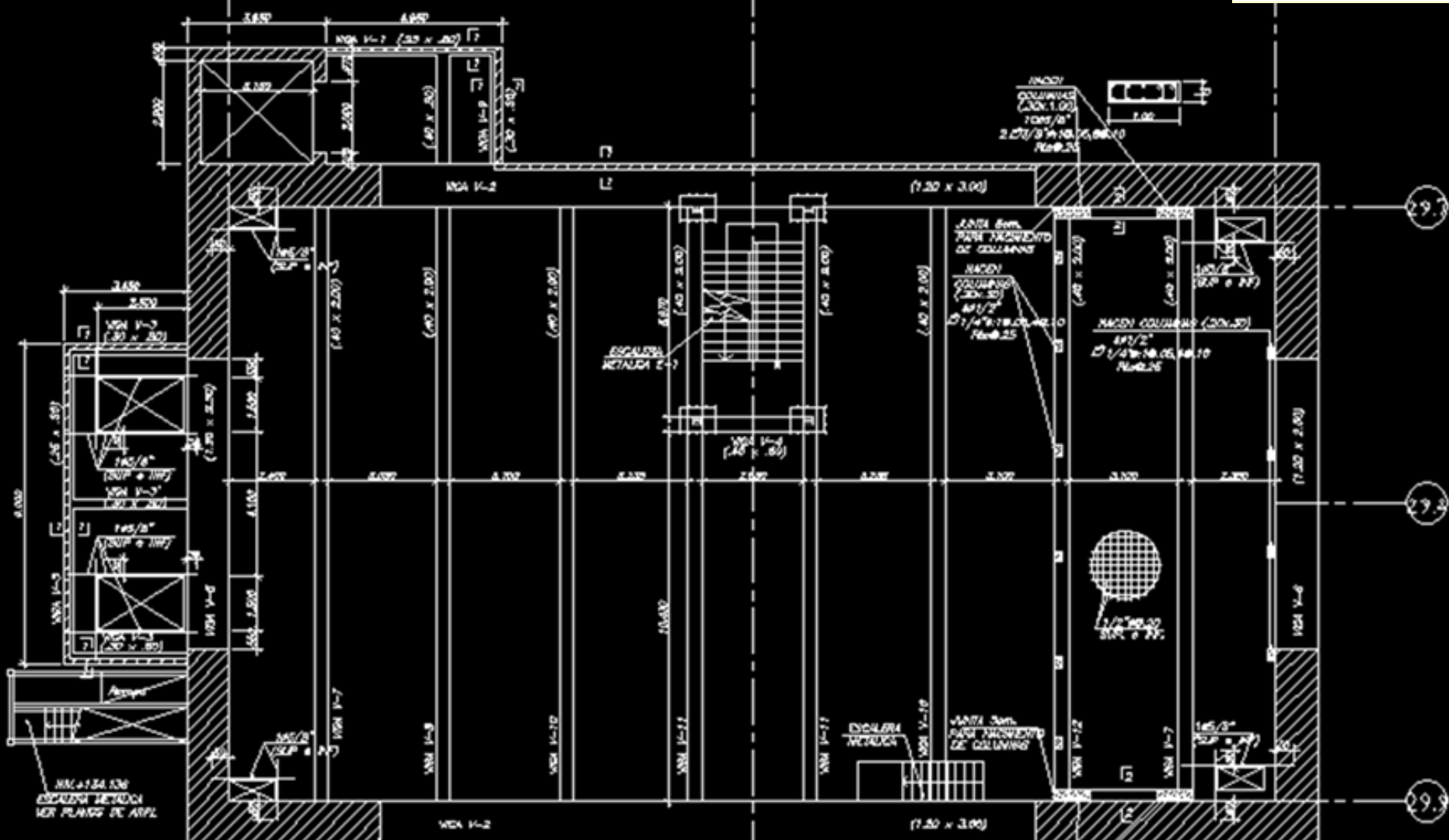
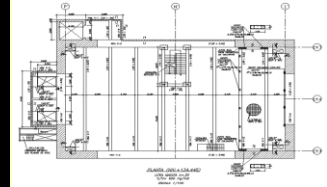
Proyectista: Antonio Blanco

Supervisión: ARPL

Contratista: JJC.



Proyecto Edificio Intercambiador de Calor de Cementos Lima

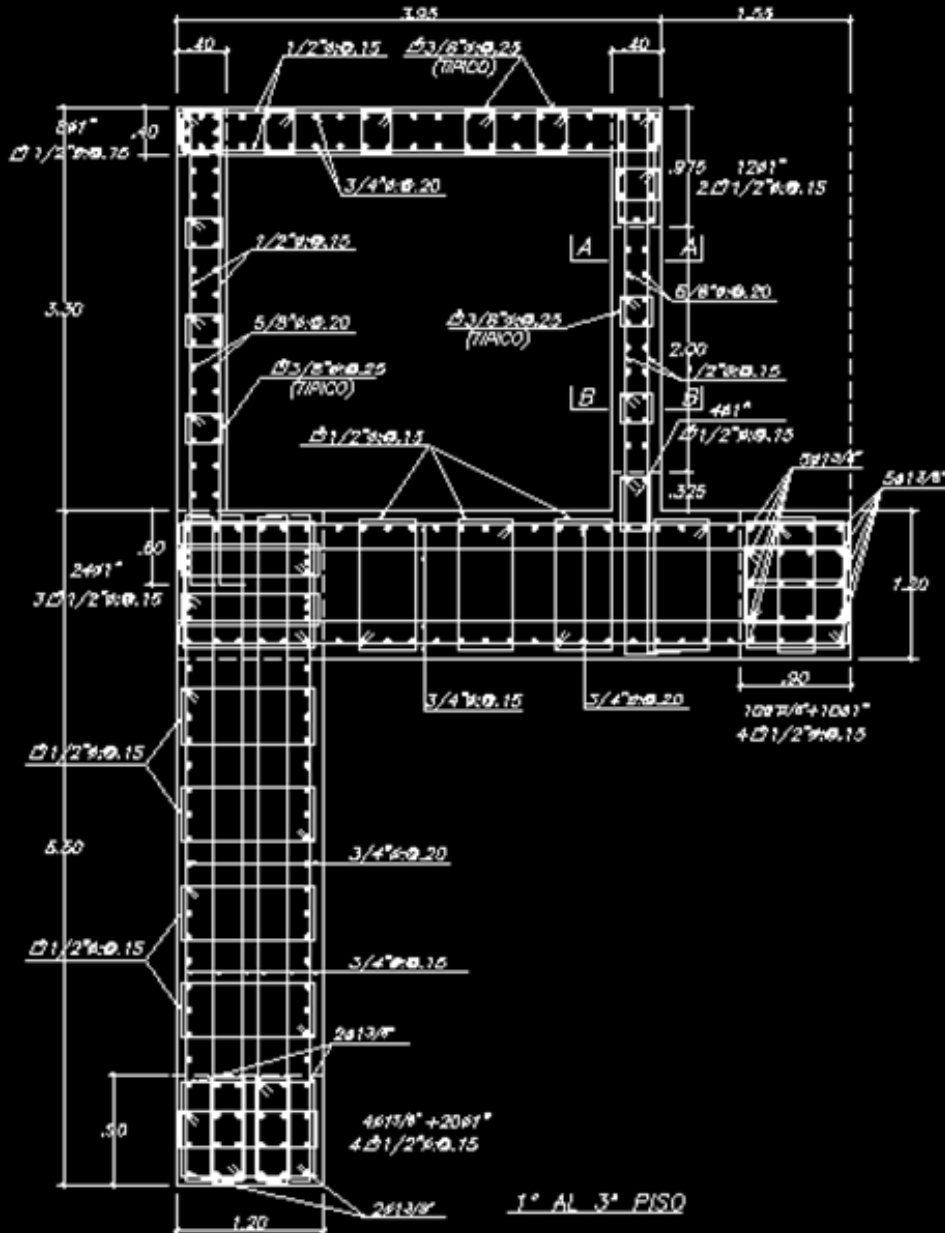
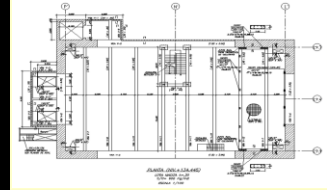


PLANTA (NIV.+1.34.445)

LOSA MAGIZA h=.20
S/C= 600 Kg/m2



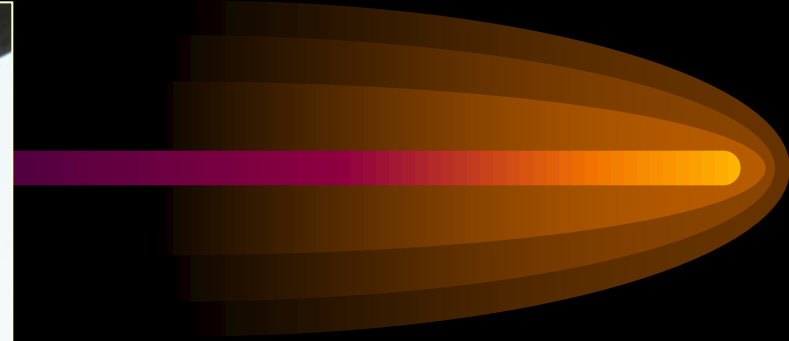
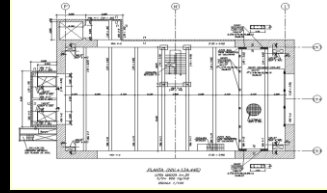
Proyecto Edificio Intercambiador de Calor de Cementos Lima



La superestructura se soporta en placas en forma de L en los cuatro vértices.



Proyecto Edificio Intercambiador de Calor de Cementos Lima



GRACIAS

