

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



**EL REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO CON ACEROS DE
GRADO 75 EN EL PERÚ**

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil que presenta

LUIS GUILLERMO LOVERA MARTINEZ

Dirigido por

MG. LUIS ANTONIO ZEGARRA CIQUERO

San Miguel, 2016

RESUMEN

Muchos investigadores han estudiado el comportamiento de las estructuras de concreto armado cuando son reforzadas con aceros de alta resistencia. Algunas normas extranjeras han evaluado los resultados de estas investigaciones y procedido a actualizar sus estándares en ese sentido.

En Perú no se ha investigado el comportamiento de estructuras reforzadas con aceros de alta resistencia, en ese sentido en la presente Tesis se estableció como objetivo estudiar el comportamiento de estructuras sismoresistentes de concreto armado, reforzadas con aceros grado 75 en el Perú.

El uso de aceros grado 75 con respecto al tradicional acero grado 60 tiene ventajas tales como: diseño de estructuras con menor kilaje de refuerzo, menor cantidad de barras de refuerzo reduciendo la congestión de barras en los nudos, estructuras más esbeltas, y vigas y columnas con mayor resistencia; con las consiguientes ventajas económicas.

Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad por lo que nuestros reglamentos de diseño sismoresistente son estrictos con los requerimientos de ductilidad que deben cumplir los elementos estructurales con responsabilidad sísmica. Esto no favorece al diseño con aceros de alta resistencia debido a que los aceros pierden ductilidad conforme sean más resistentes.

Un edificio aporricado de ocho niveles, de concreto armado, se escogió para el desarrollo de la presente tesis. En este edificio se efectuó el diseño en concreto armado empleando acero de refuerzo grados 60 y 75. A continuación se efectuó un análisis estático no lineal de los casos estudiados a fin de evaluar en qué medida se afecta el comportamiento de la estructura.

Los resultados obtenidos muestran que estructuralmente es factible usar aceros grado 75 en el refuerzo de estructuras sismoresistentes similares a la estudiada, recomendando continuar esta línea de investigación para otros tipo de estructuras peruanas.

Palabras clave: Concreto armado, análisis inelástico, edificios altos, análisis Pushover.

ABSTRACT

Many researchers have studied the behavior of reinforced concrete structures reinforced with high-strength steels. Some foreign standards have assessed results of these investigations and proceeded to upgrade their standards in that sense.

In Peru has not investigated the behavior of structures reinforced with high-strength steels therefore in this thesis was established as objective to study behavior of seismic resistant reinforced concrete structures with these steels grade 75 in Peru.

The use steels degree 75 with respect to the traditional grade 60 steel has advantages such as: Design of structures with less kilos reinforcement, fewer rebar reducing congestion bar at nodes, more slender structures, beams and columns with more resistant.

Peru is located in an area of high seismicity activity so our design earthquake regulations are strict about ductility requirements of structural elements with seismic responsibility. This does not favor the design with high strength because the steels lose ductility with increasing yield strength.

A building eight levels reinforced concrete was use for development the thesis. In this building were made designs reinforced concrete using grades 60 and 75 steel. Then a nonlinear static analysis was performed of the cases studied in order to study how changes the behavior of the structure.

The results show that it is structurally feasible to use steel grade 75 in strengthening seismic resistant structures similar to the study, recommending continue this line of research to other Peruvian structures.

Keywords: Reinforced Concrete, Inelastic Analysis, Tall Buildings, Pushover Analysis.



Para Almita, Victor y Ana

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS	vi
ACRÓNIMOS	ix
NOMECLATURA.....	ix
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. MOTIVACIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES.....	1
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.4. METODOLOGÍA	3
1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	3
CAPITULO 2. ACEROS DE REFUERZO DE ALTA RESISTENCIA	5
2.1. UNA BREVE HISTORIA	5
2.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS	7
2.3. NORMAS QUE REGULAN LA FABRICACIÓN.....	11
2.3.1. Norma Técnica Peruana 341.031 2008 (Revisada el 2013)	12
2.3.2. Norma Técnica Peruana 339.186 2008 (Revisada el 2013)	12
2.3.3. Norma ASTM A615/A615M-14	13
2.3.4. Norma ASTM A706/A706M-14	14
2.3.5. Comparación entre las normas ASTM A615 y ASTM A706	16
2.3.6. Norma ASTM 1035/A1035M-14.....	19
2.4. CÓDIGOS DE DISEÑO	20
2.4.1. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).....	20
2.4.2. Reglamento ACI 318-14	25
2.5. INVESTIGACIONES SOBRE ACEROS DE ALTA RESISTENCIA.....	28
2.6. EL DISEÑO CON ACEROS DE ALTA RESISTENCIA	28
2.7. DIFERENCIA DE COSTOS ENTRE ACEROS GRADO 75 Y 60.....	29
CAPITULO 3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO EN CONCRETO	31
3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	31
3.2. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	39
CAPITULO 4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL o PUSHOVER	55
4.1. CONCEPTOS DE DUCTILIDAD.....	55
4.2. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES.....	57
4.3. DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA (M- ϕ)	59
4.4. DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN O MOMENTO GIRO (M- θ).....	64
4.5. INGRESO DE DATOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	66
4.6. RESULTADOS DEL PUSHOVER PARA LOS 3 CASOS ESTUDIADOS.....	71
4.7. ANALISIS NO LINEAL CASO: COLUMNAS DE 75x75 CON CUANTIAS DE 0.60%.....	77

4.8. OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS REFORZADAS CON ACERO 75	80
CAPITULO 5. RESUMEN, CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS	
LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	85
5.1. RESUMEN COMPARATIVO DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	85
5.1.1. DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	85
5.1.2. DEL DISEÑO EN CONCRETO.....	85
5.1.3. DEL CONTROL DE DEFLEXIONES Y FISURACIÓN	87
5.1.4. DEL PUSHOVER PARA LOS 3 CASOS ESTUDIADOS	87
5.1.5. DEL PUSHOVER PARA COLUMNAS C75x75 SUB-REFORZADAS.....	88
5.1.6. DEL PUSHOVER PARA OPTIMIZAR ESTRUCTURAS	88
5.2. CONCLUSIONES FINALES	88
5.3. RECOMENDACIONES.....	90
5.4. FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.....	90
REFERENCIAS	91
ANEXO.....	95



LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Curvas Esfuerzo-Deformación para diferentes aceros	7
Figura 2-2: Métodos del ACI y del E.060 para determinar f_y	8
Figura 2-3: Modelos simplificados de esfuerzo-deformación en aceros	9
Figura 2-4: Idealización de la curva esfuerzo-deformación del acero según Park	10
Figura 2-5: Efecto Bauschinger (a) Bajo cargas alternadas (b) Idealización	11
Figura 2-6: Tabla 1 de la norma ASTM A615/ A615M-14	13
Figura 2-7: Tabla 2 de la norma ASTM A615/ A615M-14	14
Figura 2-8: Tabla 3 de la norma ASTM A615/ A615M-14	14
Figura 2-9: Tabla 1 de la norma ASTM A706/ A706M-14	15
Figura 2-10: Tabla 2 de la norma ASTM A706-14/ A706M-14	15
Figura 2-11: Tabla 3 de la norma ASTM A706-14/ A706M-14	15
Figura 2-12: Esfuerzos de fluencia y rotura para refuerzos A615 Grado 60 (Bournonville)	17
Figura 2-13: Esfuerzos de fluencia y rotura para refuerzos A615 Grado 75 (Bournonville)	18
Figura 2-14: Elongación aceros ASTM A706 grados 60 y 80, y A615 grados 60, 75 y 80	18
Figura 2-15: Tabla 1 de la norma ASTM A1035/ A1035M-14	19
Figura 2-16: Tabla 2 de la norma ASTM A1035/ A1035M -14	20
Figura 2-17: Tabla 3 de la norma ASTM A1035/ A1035M -14	20
Figura 2-18: Tabla 20.2.2.4a del reglamento ACI 318-14.....	27
Figura 2-19: Tabla 20.2.2.4b del reglamento ACI 318-14	27
Figura 3-1: Planta típica de la estructura estudiada	32
Figura 3-2: Espectro de pseudo aceleraciones según la norma E.030	33
Figura 3-3: Elevación Pórtico interior eje 4 de la estructura final	34
Figura 3-4: Derivas de entrepiso en las direcciones X, Y y deriva máxima	36
Figura 3-5: Diagrama de momento flector de CM en los porticos 4 y C (kN-m).....	37
Figura 3-6: Diagrama de momento flector de CV en los porticos 4 y C (kN-m).....	38
Figura 3-7: Diagrama de momento flector de CS_x en los porticos 4 y C (kN-m).....	38
Figura 3-8: Diagrama de fuerza cortante por CS_x en los porticos 4 y C (kN)	38
Figura 3-9: Diagramas de momento flector para la combinación 1.4 CM + 1.7 CV.....	39
Figura 3-10: Diagramas de momento flector para la combinación 1.25 (CM + CV) + CS_x	39
Figura 3-11: Distribución de frecuencias de Cargas Q y Resistencias R	40
Figura 3-12: Diagramas de interacción columna 75x75 cm reforzada al 1% y 0.6%	43
Figura 3-13: Secciones de columnas con acero de diámetros comerciales.....	44
Figura 3-14: Aceros de refuerzo grado 60 (mm^2) en vigas del nivel 3 (planta)	46
Figura 3-15: Barras de refuerzo grado 60 en las vigas del Pórtico eje 1	47
Figura 3-16: Barras de refuerzo grado 60 en las vigas del Pórtico eje 4	47
Figura 3-17: Aceros de refuerzo grado 75 (mm^2) en vigas del nivel 3 (planta)	48
Figura 3-18: Barras de refuerzo grado 75 en las vigas del Pórtico eje 1	49
Figura 3-19: Barras de refuerzo grado 75 en las vigas del Pórtico eje 4	49
Figura 3-20 DMF para CM y CV, en kN-m, en la viga del nivel 1, entre los ejes A y B	50
Figura 3-21 Diseño con aceros grado 60 y grado 75 en viga nivel 7, entre ejes A y B	50
Figura 3-22 Diseño de la sección central de la viga del nivel 1, entre ejes AyB	50
Figura 3-23 Planteamiento para deducir el eje neutro en una sección fisurada	51
Figura 4-1. Tipos de ductilidad	56
Figura 4-2: Análisis Pushover y tiempo-historia	57
Figura 4-3: Curva Esfuerzo-deformación aceros grado 60 – Modelo Park.....	58
Figura 4-4: Curva esfuerzo-deformación para aceros grado 75 – Modelo Park.....	58
Figura 4-5: Modelo de Mander para concretos confinados	59
Figura 4-6: Determinación de un punto del diagrama momento-curvatura en una sección	60
Figura 4-7: Curvas $M-\phi$ en columnas 75x75, para diferentes niveles de carga, grado 60.....	61
Figura 4-8: Curvas $M-\phi$ en columnas 75x75, con $P=1236$ kN, reforzadas con ambos aceros.....	61

Figura 4-9: Curvas M- ϕ en vigas 25x50, con diferentes A's y ambos tipos de acero	63
Figura 4-10: Normalización de diagramas M- ϕ	64
Figura 4-11: Curvas M- ϕ en vigas 25x50, Secc.1 Gr. 60, completa y simplificada.....	64
Figura 4-12: Formato de ingreso de datos para definición de rótulas plásticas	66
Figura 4-13: Asignación de Rótulas Plásticas en vigas y columnas.....	66
Figura 4-14: Asignación del Punto de Control.....	67
Figura 4-15: Aplicación de la aceleración en la base de la estructura	67
Figura 4-16: Curva de capacidad real y su representación bilineal	68
Figura 4-17: Sectorización de la curva de capacidad.....	70
Figura 4-18: Curva de capacidad del Caso 1. Diseño con acero grado 60	71
Figura 4-19: Secuencia de formación de rótulas del Caso 1 en el Pórtico 1.....	72
Figura 4-20: Secuencia de formación de rótulas del Caso 1 en el Pórtico 4.....	72
Figura 4-21: Curva de capacidad del Caso 2. Columnas con acero 75 y Vigas acero 60	73
Figura 4-22: Secuencia de formación de rótulas del Caso 2 en el Pórtico 1.....	74
Figura 4-23: Secuencia de formación de rótulas del Caso 2 en el Pórtico 4.....	74
Figura 4-24: Resultados del Pushover, Caso 3 con acero grado 75.....	75
Figura 4-25: Caso 3 - Secuencia de formación de rótulas del caso 3 en Pórtico 1.....	76
Figura 4-26: Caso 3 - Secuencia de formación de rótulas del caso 3 en Pórtico 4.....	76
Figura 4-27: Curva de capacidad Caso 1b, cuantía de C75x75 del Caso 1 al 0.6%.....	77
Figura 4-28: Comparación de Curvas de capacidad de los Casos 1 y 1b	78
Figura 4-29: Curva de capacidad Caso 2b, cuantía de C75x75 del Caso 2 al 0.6%	78
Figura 4-30: Comparación de Curvas de capacidad de los Casos 2 y 2b	79
Figura 4-31: Curva de capacidad Caso 3b, cuantía de C75x75 del Caso 3 al 0.6%.....	79
Figura 4-32: Comparación de Curvas de capacidad de los Casos 3 y 3b	80
Figura 4-33: Optimización de estructuras. Criterio 1	81
Figura 4-34: Optimización de estructuras. Criterio 2	82
Figura 4-35: Curvas de capacidad para casos con reducción de sección	83
Figura 5-1: Curvas de capacidad para los tres tipos de edificio.....	87

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1: Valores característicos de las curvas esfuerzo y deformación, según Ahmad y Shah	9
Tabla 2-2 Propiedades mecánicas mínimas de diferentes aceros de refuerzo según norma ASTM.....	16
Tabla 2-3 Resumen de artículos norma E.060 respecto al uso de aceros de alta resistencia	21
Tabla 3-1: Secciones finales de columnas y vigas	33
Tabla 3-2: Periodos de vibración de la estructura	34
Tabla 3-3: Desplazamientos y derivas para Sismo en X	35
Tabla 3-4: Desplazamientos y derivas para Sismo en Y	35
Tabla 3-5: Cortante Basal dinámico para Sismos en X e Y.....	36
Tabla 3-6: Valores de K_u vs Cuantía para aceros de grado 60 y 75	41
Tabla 3-7: Equivalencia entre área de aceros	42
Tabla 3-8: Valores de todas las combinaciones de carga para 3 tipos de columna.	43
Tabla 4-1: Valores de carga axial en columnas, con 100% CM + 25% CV, en kN.....	60
Tabla 4-2: Refuerzo de secciones con posible formación de rótulas plásticas	62
Tabla 4-3: Optimización de Estructuras. Resultado Evaluación Criterio 1	83
Tabla 5-1: Desplazamientos y Cortantes Basales para Sismo en X.....	85
Tabla 5-2: Cuadro comparativo entre diseños con aceros grado 60 y grado 75	86



ACRÓNIMOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	American Concrete Institute.
ACI 318	Building Code Requirements for Structural Concrete del ACI.
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing Materials.
E.030	Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente.
E.060	Norma Técnica Peruana de Concreto Armado.
ICC	International Code Council.
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program.
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
NIST	National Institute of Standard and Technology.
RNE	Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

NOMECLATURA

E_s	Módulo de elasticidad del acero.
ϵ_y	Deformación unitaria asociada al esfuerzo de fluencia
ϵ_{sh}	Deformación unitaria asociada al inicio del endurecimiento por deformación del acero
ϵ_{su}	deformación unitaria asociada a la rotura del acero, y
f_{su}	Esfuerzo de rotura del acero
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
f_{yt}	Esfuerzo de fluencia del acero transversal

En el presente trabajo se usa indistintamente la siguiente conversión de unidades:

1 ksi = 1000 psi = 70 MPa

En los aceros de refuerzo 1 grado \equiv 1 ksi.

Un acero de refuerzo de grado 60 \equiv $f_y=60$ ksi o $f_y=420$ MPa

Un acero de grado 60 es aquel que tiene un esfuerzo de fluencia nominal de 60 ksi.

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de tesis se denomina aceros de alta resistencia a aquellos que tienen un esfuerzo de fluencia mayor a 420 MPa (grado 60).

1.1. MOTIVACIÓN

A nivel mundial existe la tendencia a usar aceros de alta resistencia en estructuras de concreto armado. Tal es así que desde tiempo atrás se vienen efectuando investigaciones que estudian el comportamiento de estructuras reforzadas con estos aceros; estándares de fabricación están incorporando aceros de mayor resistencia en sus normas; nuevos estudios proponen modificaciones a los actuales reglamentos de diseño en concreto armado.

Usar aceros de alta resistencia para el refuerzo de estructuras tiene ventajas y desventajas. Como ventajas se tiene: disminución en la cantidad de varillas de refuerzo lo cual implica descongestionar nudos en el encuentro de vigas-columnas; menor cantidad de estribos en columnas producto del menor número de barras verticales; menores cuantías en vigas y columnas; estructuras más ligeras. Todo ello redundando en un menor costo de diseño y construcción de dichas estructuras. Como desventajas en estos aceros es que conforme ganan resistencia pierden ductilidad lo cual es tomado en cuenta por reglamentos de diseño sismoresistente para limitar su uso en estructuras estructurales con responsabilidad sísmica.

Con el desarrollo de la presente tesis se pretende promover el diseño y construcción de estructuras de concreto armado con aceros de alta resistencia en Perú, como una alternativa frente al tradicional acero de grado 60, a fin de poder beneficiarse de las ventajas que conlleva su uso, específicamente aceros grado 75 y grado 80.

Esperamos que conforme se investigue y se conozca más del comportamiento de las estructuras reforzadas con estos aceros, los reglamentos de diseño se modernicen e incorporen las nuevas tendencias.

1.2. ANTECEDENTES

Una característica de los aceros observada a través de innumerables ensayos de laboratorio es que pierden ductilidad conforme aumenta su resistencia. Esta pérdida

de ductilidad cuando se usan aceros de mayor resistencia es reflejada a su vez en una disminución de la ductilidad de sección, del elemento, y de la estructura, tal como se observa cuando se estudian los gráficos momento curvatura de la sección o curvas de capacidad de la estructura.

¿Hasta qué punto la disminución de ductilidad afecta el buen comportamiento estructural? En la presente tesis se estudia el caso de una edificación aporticada reforzada con aceros de grado 75 para determinar un orden de magnitud para este tipo de estructuras, sin pretender generalizar el resultado a otro tipo de estructuras.

Además de la desventaja por la pérdida de ductilidad, se señala que en Perú no existe producción de barras de acero de refuerzo de grado 75, sin embargo, existe una producción nacional de aceros de grado 75 destinada a la fabricación de pernos de sostenimiento de rocas usada en la industria minera.

Una transición de esta producción de pernos de grado 75 a barras de construcción podría ser prontamente implementada, siendo esto uno de los factores que ha motivado el estudio del grado 75 en el desarrollo de la presente tesis.

1.3. OBJETIVOS

Objetivo general

El objetivo general es contribuir al diseño y construcción de edificios de concreto armado usando aceros de grado 75 en el Perú.

Objetivos específicos

Comprende el análisis elástico e inelástico de un edificio de 8 niveles al cual se le diseña y refuerza de tres formas diferentes a fin de estudiar como varía su comportamiento estructural; asimismo verificar si es factible usar aceros de grado 75 en el refuerzo de estructuras sismoresistentes, similares a la estudiada.

Los 3 tipos de refuerzo usados en el edificio de 8 niveles son:

- (1) Edificio diseñado y reforzado con el tradicional acero de grado 60.
- (2) Edificio diseñado reforzado híbridamente: el refuerzo de columnas con aceros grado 75 y el refuerzo de vigas con aceros grado 60.
- (3) Edificio de 8 niveles diseñado y reforzado con aceros de grado 75.

1.4. METODOLOGÍA

En el desarrollo de la presente tesis se identifican cuatro etapas bien definidas:

Primera etapa: Análisis estructural estático lineal

- Identificación de la estructura a estudiar
- Predimensionamiento de los elementos estructurales
- Cálculo estructural iterativo, modificando la estructura hasta tener una deriva de entrepiso lo más cerca y no mayor al valor de 0.007 en concordancia con lo establecido en la tabla No. 8 de la norma E.030 para estructuras aperticadas de concreto armado.

Segunda etapa: Diseño en concreto armado

- Diseño en concreto armado empleando la norma peruana E.060.

Tercera etapa: Análisis estático no lineal tipo Pushover

- Cálculo de las curvas Momento-Curvatura de las secciones reforzadas resultantes del diseño en la primera etapa.
- Preparación los datos para las rótulas plásticas cerca a los nudos de vigas y columnas.
- Elaboración de la curva de capacidad mediante el método de Pushover.

Cuarta etapa: Evaluación de resultados

- Evaluación y comparación de los resultados obtenidos.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis está organizada en un capítulo introductorio, cuatro capítulos de desarrollo, un último capítulo de conclusiones y un anexo.

Capítulo 1. Introducción. Se efectúa una revisión de la motivación, antecedentes, objetivos y metodología de la presente tesis.

Capítulo 2. Aceros de refuerzo de alta resistencia. Se revisan las propiedades mecánicas, normas de fabricación y reglamentos de diseño.

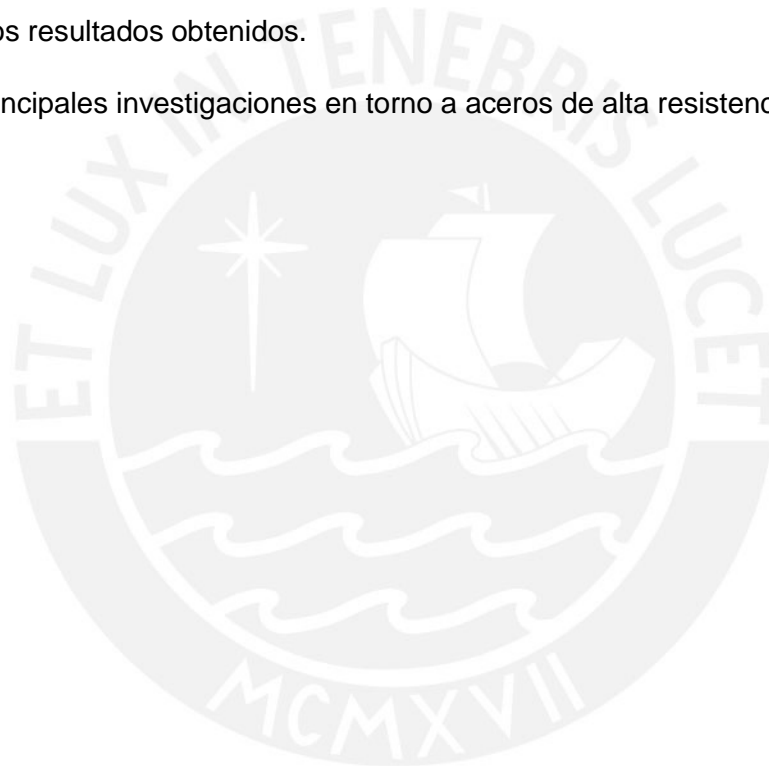
Capítulo 3. Análisis estructural y diseño. Se procede al análisis estructural elástico y diseño en concreto armado para todos los casos planteados. Se revisa la incidencia en la fisuración y la deflexión.

Capítulo 4. Análisis estático no lineal (Pushover). Se efectúa el análisis no lineal para todos los casos planteados en el estudio.

Capítulo 5. Discusión comparativa de resultados. Se efectúa una discusión comparativa de los resultados obtenidos en capítulos previos.

Capítulo 6: Conclusiones, recomendaciones y futuras líneas de investigación. Se analizan los resultados obtenidos.

Anexo. Principales investigaciones en torno a aceros de alta resistencia.



CAPITULO 2. ACEROS DE REFUERZO DE ALTA RESISTENCIA

2.1. UNA BREVE HISTORIA

Por muchas décadas el diseño de concreto estructural fue restringido a usar aceros de refuerzo con esfuerzos de fluencia f_y de 60,000 psi (420 MPa) o menos. La sección A603 (e) del ACI 318-56 especificaba lo siguiente¹: *“El esfuerzo en tracción y compresión de los refuerzos a carga última no deberá ser asumido mayor que el punto de fluencia o 60,000 psi, el que sea menor”*. [1]

La sección 1505 del ACI 318-63 especificaba dos requisitos²:

- a) *Cuando se utilicen refuerzos con resistencia a la fluencia, f_y , mayor a 60,000 psi, el límite elástico que se utilizará en el diseño se reducirá a $0.85 f_y$ o 60,000 psi, el que sea mayor, a menos que se demuestre por medio de pruebas de tensión que el esfuerzo de obtenido en la prueba no supera el esfuerzo de fluencia para una deformación que no excede de 0.003.*
- b) *Los diseños no se basarán en un esfuerzo de fluencia, f_y , que exceda de 75,000 psi. El diseño del refuerzo refuerzos en tracción no se basarán en un esfuerzo de fluencia, f_y , que exceda de 60,000 psi a menos que las pruebas se realicen de acuerdo con la sección 1508 (b).*

El comentario de la sección 1505 del ACI 318-63 mencionaba que: *“En esta sección se limita el uso de aceros de alta resistencia para garantizar la seguridad y el rendimiento satisfactorio.”* La sección 1508 del mismo establecía que: *“Cuando el diseño de refuerzos con esfuerzos de fluencia en tensión excediendo los 60,000 psi el control de fisuración se vuelve más importante. Estructuras totalmente aceptables se han construido, sobre todo en Suecia, con un límite elástico de diseño cercano a 100,000 psi ...”*.

Recientes avances en la tecnología del concreto armado han permitido el desarrollo de aceros de refuerzo con alta resistencia (tan alto como 100 Ksi) y gran diámetro (tan grande como 3.5 pulgadas de diámetro) en las barras de acero para estructuras de concreto [2]. Estas barras están disponibles con patrones de corrugación similares

¹ La traducción de la sección A603 (e) del ACI 318-56 y comentarios ha sido realizada por el suscrito y no es una traducción oficial.

² La traducción de la sección 1505 incisos a) y b) y comentarios del ACI 318-63 ha sido realizada por el suscrito y no es una traducción oficial.

a hilos de pernos-tuercas lo cual permite el uso de conexiones y anclajes mecánicos entre barras, facilitando la prefabricación de grandes conectores de refuerzo. Estos avances pueden ser combinados para crear sistemas de Concreto Armado de Alta Performance, HPCR por sus siglas en inglés, reduciendo significativamente la cantidad de aceros de refuerzo, asociadas al costo de materiales y mano de obra, así como a una potencial reducción de plazos de programación para la construcción de estructuras de concreto.

Las normas y reglamentos han participado activamente con esta tendencia dando el soporte necesario en lo referente a la actualización de normas para la fabricación de los nuevos aceros de refuerzo, o también modificando los reglamentos que regulan el diseño y construcción de estructuras que usan dichos aceros. Por ejemplo el ASTM recientemente ha actualizado las normas A615 y A706 incorporando en ellas el acero de grado 80, y ha publicado la nueva norma A1035 para aceros de refuerzo de grados 100 y 120.

En lo relativo a publicaciones recientes, en la *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing-China 2008, se presentó el tema “*Towards Earthquake-Resistant Concrete Structures with Ultra High-Strength Steel Reinforcement*”, el mismo 2008 el *ACI Structural Journal* publicó el paper “*Flexural Strength Design of Concrete Beams*”.

El 2010 el *ACI Innovation* publicó la guía de diseño ITG-6R-10: “*Design Guide of the Use of ASTM A1035/ASTM A1035M grado 100 (690) Steel Bars for Structural Concrete*”. El 2011 el *NCHRP* publicó el report 679: “*Design of Concrete Structures Using High-Strength Steel Reinforcement*”. El 2012 el ICC Evaluation Service publica el AC429: “*Acceptance Criteria For High-Strength Steel Reinforcing Bars*”. A finales del año 2014 el ACI publicó la norma ACI 318-14 con una clara definición en el uso de aceros de refuerzo de alta resistencia.

En el Perú, hasta fines de los años 60 e inicios de los 70 las construcciones de concreto armado usaban aceros de refuerzo de grado 40 ($f_y = 280$ MPa). A partir de los años 70 se generalizó el uso de aceros de grado 60 ($f_y = 420$ MPa).

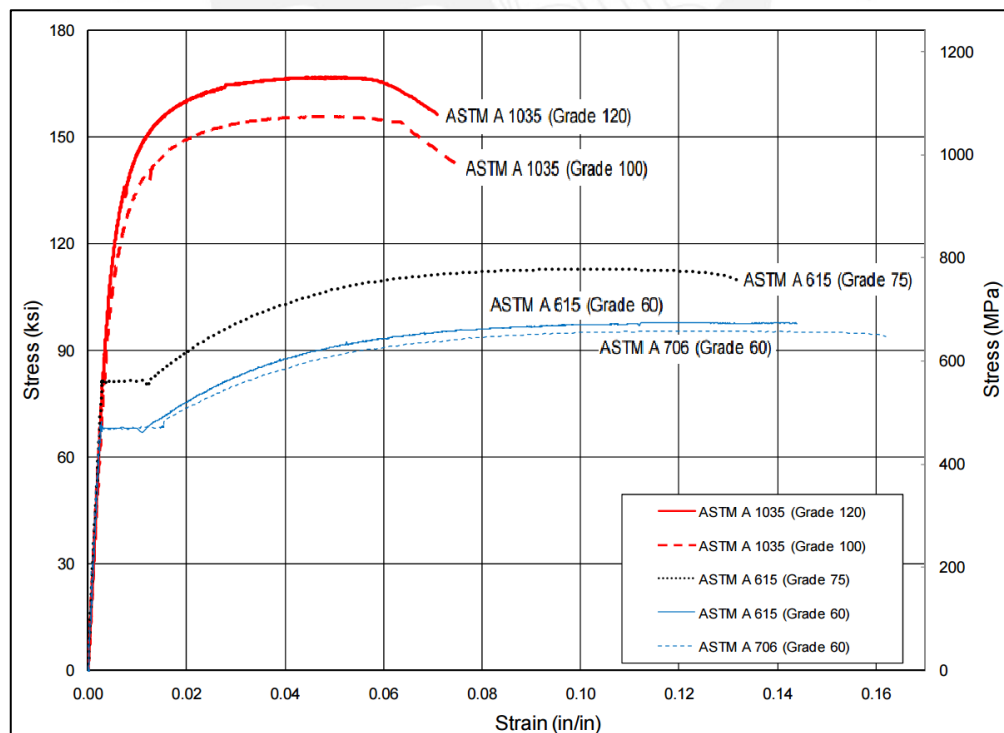
La norma peruana de concreto armado E.060, actualizada el año 2009, permite el diseño en concreto armado utilizando aceros de refuerzo con grado mayor a 60, siempre con bastantes restricciones cuando se usa en estructuras con responsabilidad sísmica.

2.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS

Los aceros tienen propiedades mecánicas importantes que son utilizadas en el diseño en concreto armado como es el módulo de elasticidad, E_s , igual para todos los aceros de refuerzo ($E_s=200,000 \text{ MPa}$), el esfuerzo de fluencia f_y que determina el grado del acero, el esfuerzo a la rotura f_u , y el porcentaje de elongación asociada a la rotura ε_u . Todos estos valores se deducen de las curvas esfuerzo-deformación del acero, curvas que son construidas mediante ensayos de laboratorio. Otra propiedad importante, aunque no utilizada directamente en el diseño, es el diámetro de doblado de los aceros.

Una propiedad de los aceros de refuerzo, apreciada cuando se efectúa un estudio comparativo entre diferentes grados de aceros, es que pierden ductilidad conforme aumenta el esfuerzo de fluencia f_y y también van perdiendo la plataforma de fluencia, es decir, no tienen un punto de fluencia bien definido.

En la Figura 2-1, se muestran curvas típicas de esfuerzo deformación para diferentes normas de fabricación y diferentes grados. Se aprecia la disminución de la ductilidad conforme tienen mayor grado y la pérdida de una plataforma de fluencia.



Fuente: http://mmfx.com/doc2/Mechanical_Properties_ASTM_A1035.pdf

Figura 2-1: Curvas Esfuerzo-Deformación para diferentes aceros

Determinación de f_y cuando no se tiene definida una plataforma de fluencia

Para los aceros que no tienen una plataforma de fluencia bien definida, el esfuerzo de fluencia que determina el grado del acero se determina, según el ACI 318-14, por el método offset para un desplazamiento de 0.2%; y según el artículo 3.5.3.2 de la norma E.060 como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%, tal como puede apreciarse en la Figura 2-2.

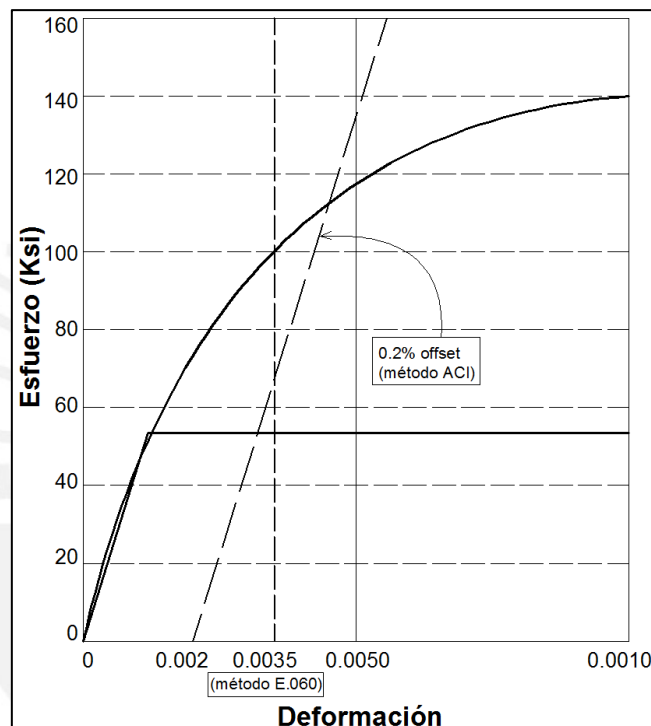


Figura 2-2: Métodos del ACI y del E.060 para determinar f_y

Otra característica que se deduce de las curvas esfuerzo-deformación de los aceros es que tienen la misma pendiente en la zona elástica. El valor de la pendiente equivale al valor del módulo de Elasticidad, E_s . De aquí se deduce que en el análisis estructural elástico el acero no interviene; es en el rango inelástico donde se presentan las diferencias.

Modelos de idealización de las curvas esfuerzo-deformación del acero

Cuando se analiza a la estructura en el rango inelástico se puede tomar en cuenta a toda la curva esfuerzo deformación del acero, aunque también es permitido utilizar modelos simplificados de estas curvas. Los modelos más conocidos y usados para

idealizar la curva esfuerzo-deformación del acero son: el modelo elasto-plástico y el modelo trilineal. El modelo elasto-plástico considera la plataforma de fluencia hasta la rotura del acero y modelo trilineal considera el endurecimiento de los aceros posterior a la plataforma de fluencia.

En la Figura 2-3, se muestran los diversos modelos de idealización de las curvas esfuerzo-deformación en los aceros de refuerzo donde f_y es el esfuerzo de fluencia, E_s es el módulo de elasticidad, ϵ_y es la deformación unitaria asociada al esfuerzo de fluencia, ϵ_{sh} es la deformación unitaria asociada al inicio del endurecimiento por deformación del acero, ϵ_{su} es la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo del acero, y f_{su} su correspondiente esfuerzo.

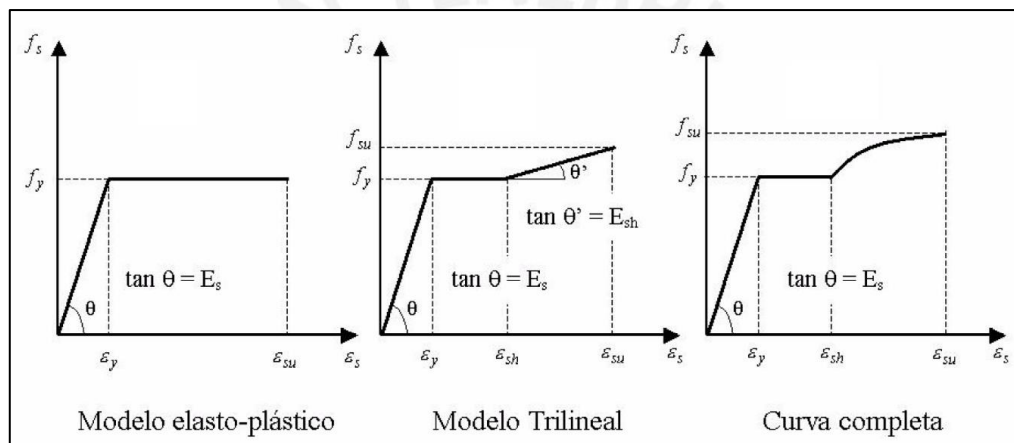


Figura 2-3: Modelos simplificados de esfuerzo-deformación en aceros

En 1985, Ahmad y Shah [3] proponen ecuaciones el cálculo del esfuerzo f_{su} , y las deformaciones ϵ_{sh} , ϵ_{su} , en aceros con límites de fluencia mayor a 60 ksi.

$$\epsilon_{sh} = 0.0145 - 0.00009 f_y$$

$$\epsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 f_y$$

$$f_{su} = 73.20 + 0.523 f_y \quad (f_y \text{ en ksi})$$

Los valores característicos para los aceros de grado 60 y grado 75, según Ahmad y Shah, se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 2-1: Valores característicos de las curvas esfuerzo y deformación, según Ahmad y Shah

Descripción	fy=60 ksi	fy=75 ksi
$\epsilon_{sh} = 0.0145 - 0.00009 f_y$	0.0091	0.0078
$\epsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 f_y$	0.0729	0.0695
$f_{su} = 73.20 + 0.523 f_y$	104.6 ksi	112.4 ksi
f_{su} (en MPa) =	721 MPa	775 MPa

Por su parte, Park propone ecuaciones empíricas para la zona parabólica del endurecimiento del acero [4].

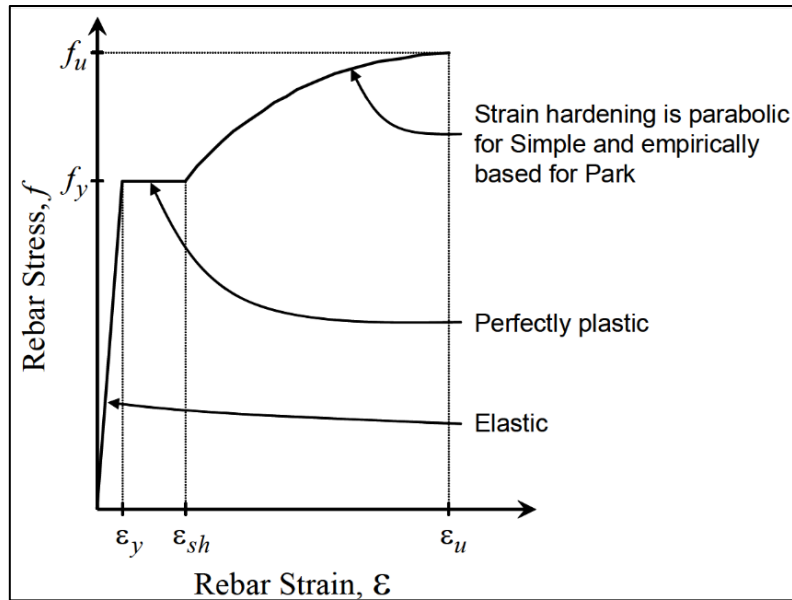


Figura 2-4: Idealización de la curva esfuerzo-deformación del acero según Park

Las ecuaciones propuestas por Park son:

Para $\varepsilon \leq \varepsilon_y$ (región elástica)

$$f = E\varepsilon$$

Para $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$ (Plataforma de fluencia)

$$f = f_y$$

Para $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (región de endurecimiento)

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}} \quad (\text{modelo simple})$$

$$f = f_y \left[\frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (\text{modelo Park})$$

Donde:

$$r = \varepsilon_u - \varepsilon_{sh}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_u}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

Comportamiento ante cargas cíclicas

En relación al comportamiento de los aceros ante cargas cíclicas, Park & Paulay [5], mencionan que cuando se aplica una carga axial alternada (tracción y compresión) a una muestra de acero en el rango de fluencia (rango elástico), se presenta el efecto Bauschinger en el cual la curva esfuerzo-deformación deja de ser lineal a un esfuerzo mucho más bajo que el esfuerzo de fluencia inicial. En la figura mostrada se muestra dicho efecto.

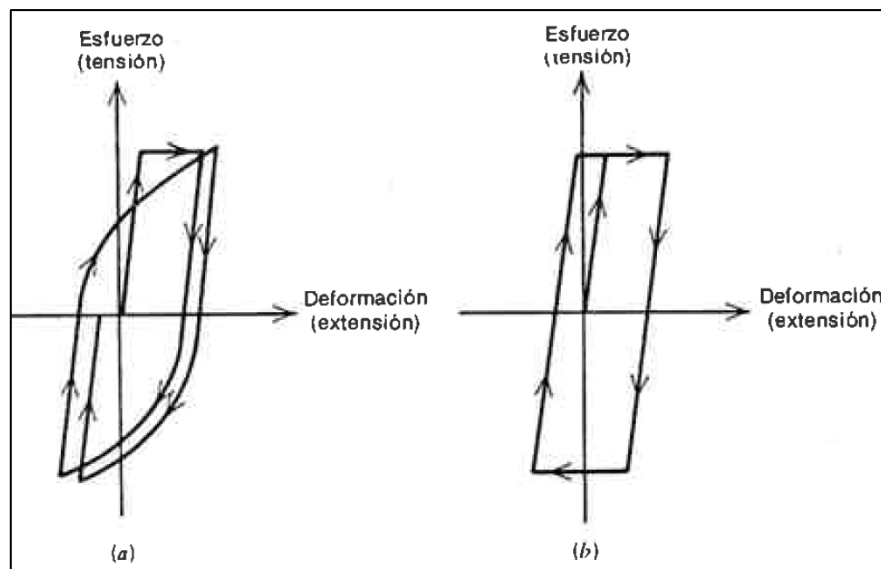


Figura 2-5: Efecto Bauschinger (a) Bajo cargas alternadas (b) Idealización

El 2011 la Investigación denominada “Cyclic response of concrete frame members reinforced with ultrahigh strength steel” [6], estudió el comportamiento mecánico ante de vigas y columnas reforzadas con aceros de alta resistencia ante cargas cíclicas, y las comparó con elementos similares reforzados con acero convencional. Los resultados de la investigación mostraron que, ante cargas cíclicas, vigas y columnas reforzadas con aceros de alta resistencia tienen una mayor capacidad de deriva sin llegar a la falla, de 10% en vigas y de 5% en columnas. En el anexo se desarrolla más al detalle esta investigación

2.3. NORMAS QUE REGULAN LA FABRICACIÓN

Existen diversas normas que regulan la fabricación de aceros de refuerzo. En Estados Unidos se utilizan las normas ASTM. En Europa y Asia se manejan normas diferentes. El Perú tiene sus propias normas técnicas para el acero de refuerzo y son las NTP 341.029 y NTP 339.186 que son equivalentes con las normas ASTM

A615/A615M y ASTM A706/A706M respectivamente. La norma ASTM A1035 no tiene un equivalente NTP en el Perú.

Las normas regulan las mínimas propiedades mecánicas que deben cumplir los aceros de refuerzo tales como el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo a la rotura, la elongación a la rotura y el doblado. Estas propiedades se miden mediante ensayos de laboratorio y se deben hacer cumplir a fin de garantizar un buen comportamiento estructural de las estructuras de concreto armado.

2.3.1. Norma Técnica Peruana 341.031 2008 (Revisada el 2013)

La NTP 341.031: "HORMIGÓN (CONCRETO). Barras de acero al carbono con resaltes y lisas para hormigón (concreto) armado. Especificaciones. 3a. Edición", establece los requisitos que deben cumplir las barras de acero al carbono, así como los ensayos de laboratorio a que deben someterse. Se aplica para barras de aceros al carbono, corrugados y lisos.

Esta norma cubre tres niveles de fluencia mínimas: 280 MPa (grado 40 o 40 Ksi), 420 MPa (grado 60) y 520 MPa (grado 75). La norma emplea unidades del sistema internacional en la denominación de los aceros. En tal sentido, el grado 280 (280 MPa) de la norma nacional equivale al grado 40 (40 ksi) de la norma ASTM. Similarmente se denomina grado 420 y grado 520 de la norma peruana equivalen a los grados 60 y 75 de la norma ASTM, respectivamente.

La última revisión de esta norma fue efectuada el año 2013, reemplazó a la versión del 2008, la que a su vez reemplazó a la versión del 2001.

Esta norma NTP 341.031 es equivalente con la norma ASTM 615/615M.

2.3.2. Norma Técnica Peruana 339.186 2008 (Revisada el 2013)

La norma NTP 339.186: "*HORMIGÓN (CONCRETO). Barras de acero al carbono con resaltes y lisas de acero de baja aleación para hormigón (concreto) armado. Especificaciones, 2a. edición*", establece los requisitos que deben cumplir las barras de aceros de baja aleación, así como los ensayos a que deben someterse. Se aplica para refuerzos con barras de acero de baja aleación con resaltes y lisas, en concreto armado.

Esta norma regula la fabricación de aceros con esfuerzos de fluencia 420 MPa (grado 60). Similarmente a la NTP 341.031, la norma emplea unidades del sistema

internacional. La última revisión de esta norma fue el año 2013, y reemplazó a la versión del 2008.

Esta norma es la equivalente peruana de la norma ASTM 706/706M-07 Standard Specification for Deformed and Plain Low-Allow Steel Bars for Concrete Reinforcement.

2.3.3. Norma ASTM A615/A615M-14

La norma ASTM A615/A615M-14: “Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement” regula las barras de acero al carbono para el refuerzo de estructuras de concreto armado. Los grados de los aceros de esta norma son 40, 60, 75 y grado 80.

En relación a la soldabilidad de estos aceros, la norma tipifica que deben ser abordados con precaución debido a que no se incluyen disposiciones específicas nominales para mejorar su capacidad de soldadura, señalando que si el acero se va a soldar debe utilizarse un procedimiento de soldadura adecuado.

En la Figura 2-6 se muestra la tabla 1 de dicha norma donde para cada barra corrugada se describen las características nominales de diámetro, área de sección y perímetro, y las características de las corrugaciones. La Figura 2-7 muestra la tabla 2 de dicha norma con los requerimientos de esfuerzos y porcentajes de deformación mínimos de acuerdo al diámetro de las barras y al grado del acero. La Figura 2-8 muestra la tabla 3 con los diámetros mínimos de doblado de las barras.

Bar Designation No.	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions ^A			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²]	Perimeter, in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Figura 2-6: Tabla 1 de la norma ASTM A615/ A615M-14

	Grade 40 [280] ^A	Grade 60 [420]	Grade 75 [520]	Grade 80 [550]
Tensile strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]	90 000 [620]	100 000 [690]	105 000 [725]
Yield strength, min, psi [MPa]	40 000 [280]	60 000 [420]	75 000 [520]	80 000 [550]
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %				
Bar Designation No.				
3 [10]	11	9	7	7
4, 5 [13, 16]	12	9	7	7
6 [19]	12	9	7	7
7, 8 [22, 25]	...	8	7	7
9, 10, 11 [29, 32, 36]	...	7	6	6
14, 18 [43, 57]	...	7	6	6

^A Grade 40 [280] bars are furnished only in sizes 3 through 6 [10 through 19].

Figura 2-7: Tabla 2 de la norma ASTM A615/ A615M-14

Bar Designation No.	Pin Diameter for Bend Tests ^A			
	Grade 40 [280]	Grade 60 [420]	Grade 75 [520]	Grade 80 [550]
3, 4, 5 [10, 13, 16]	3½ ^B <i>d</i>	3½ ^B <i>d</i>	5 <i>d</i>	5 <i>d</i>
6 [19]	5 <i>d</i>	5 <i>d</i>	5 <i>d</i>	5 <i>d</i>
7, 8 [22, 25]	...	5 <i>d</i>	5 <i>d</i>	5 <i>d</i>
9, 10, 11 [29, 32, 36]	...	7 <i>d</i>	7 <i>d</i>	7 <i>d</i>
14, 18 [43, 57] (90°)	...	9 <i>d</i>	9 <i>d</i>	9 <i>d</i>

^A Test bends 180° unless noted otherwise.
^B *d* = nominal diameter of specimen.

Figura 2-8: Tabla 3 de la norma ASTM A615/ A615M-14

2.3.4. Norma ASTM A706/A706M-14

Esta norma ASTM A706/A706M-14: “Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement” trata sobre las barras de acero de bajo contenido de carbono para el refuerzo de estructuras de concreto armado. Los aceros de esta norma son de grado 60 y 80. Los aceros fabricados bajo esta norma se pueden soldar siguiendo un procedimiento adecuado, recomendándose en estos casos la aplicación de la norma AWS D1.4/D1.4M.

Esta norma señala la composición química que deben cumplir los aceros fabricados por esta norma, en porcentajes de Carbono, Manganeso, Fósforo, Azufre y Silicio.

En la Figura 2-9 se muestra la tabla 1 de la norma donde para cada barra corrugada se describen las características nominales de diámetro, área de sección y perímetro, y las características de las corrugaciones. La Figura 2-10 muestra la tabla 2 con los requerimientos de esfuerzos y mínimos porcentajes de deformación de acuerdo al

diámetro de las barras y al grado del acero y la Figura 2-11 muestra la tabla 3 de dicha norma con los diámetros mínimos de doblado de las barras.

Bar Designation No.	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions ^A			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area in. ² [mm ²]	Perimeter, in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Figura 2-9: Tabla 1 de la norma ASTM A706/ A706M-14

	Grade 60 [420]	Grade 80 [550]
Tensile strength, min, psi [MPa]	80 000 [550] ^A	100 000 [690] ^A
Yield strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]	80 000 [550]
Yield strength, max, psi [MPa]	78 000 [540]	98 000 [675]
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %		
Bar Designation Nos.		
3, 4, 5, 6 [10, 13, 16, 19]	14	12
7, 8, 9, 10, 11 [22, 25, 29, 32, 36]	12	12
14, 18 [43, 57]	10	10

^A Tensile strength shall not be less than 1.25 times the actual yield strength.

Figura 2-10: Tabla 2 de la norma ASTM A706-14/ A706M-14

Bar Designation No.	Pin Diameter for 180° Bend Tests	
	Grade 60 [420]	Grade 80 [550]
3, 4, 5 [10, 13, 16]	3d ^A	3½d ^A
6, 7, 8 [19, 22, 25]	4d	5d
9, 10, 11 [29, 32, 36]	6d	7d
14, 18 [43, 57]	8d	9d

^A d = nominal diameter of specimen.

Figura 2-11: Tabla 3 de la norma ASTM A706-14/ A706M-14

2.3.5. Comparación entre las normas ASTM A615 y ASTM A706

Comparación a nivel de requerimientos mínimos normativos

En la Tabla 2-2 se muestra un resumen de los requisitos mecánicos mínimos que señalan las normas para los esfuerzos y elongación de los aceros de refuerzo del tipo ASTM A706 grados 60y 80, y del tipo ASTM A615 grado 60, 75 y 80.

Tabla 2-2 Propiedades mecánicas mínimas de diferentes aceros de refuerzo según norma ASTM

Propiedad	A706	A615	A706	A615	A615
	Grado 60	Grado 60	Grado 80	Grado 80	Grado 75
Esfuerzo de Tracción, mínimo	80 ksi	90 ksi	100 ksi	105 ksi	100 ksi
Esfuerzo de fluencia, mínimo	60 ksi	60 ksi	80 ksi	80 ksi	75 ksi
Esfuerzo de fluencia, máximo	78 ksi	N.A.	98 ksi	N.A.	N.A.
Elongación en 8", mínimo					
Tamaño de Barras					
3, 4, 5, 6	14%	9%	12%	7%	7%
7, 8	12%	8%	12%	7%	7%
9, 10, 11	12%	7%	12%	6%	6%
14, 18	10%	7%	10%	6%	6%

En la tabla resumen mostrada se aprecia que los aceros de la norma ASTM A615 no tiene tope para esfuerzos de fluencia máximo, asimismo sus requisitos de elongación mínimo es menor que los solicitados para los aceros de norma ASTM A706.

En Perú los aceros fabricados bajo el estándar de la norma ASTM A615 son comúnmente más utilizados que los fabricados bajo la norma A706 pese a que la norma E-060 en su artículo 21.3.3 señala que en elementos que resisten fuerzas sísmicas el acero de refuerzo debe ser del tipo ASTM A706.

Como se verá más adelante, la norma E-060 señala que es posible usar aceros de refuerzo tipo A615, de grados 280 y 420, siempre que se cumpla que su resistencia real a la fluencia no sea mayor a la resistencia a la fluencia nominal "fy" en mas de 125 MPa, y que la relación de la resistencia a la tracción (fu) y el esfuerzo de fluencia (fy) no sea menor a 1.25.

Para el mismo caso la versión 2014 de la norma ACI 318 agregó un requisito adicional: que además de los dos requisitos señalados en el párrafo anterior un tercer requisito es que estos aceros tengan una elongación mínima similar a lo tipificado para aceros de norma A706.

Estadísticas reales de las propiedades mecánicas de los aceros

En Perú no existen estadísticas realizadas al respecto pero es interesante mostrar el estudio realizado por Bournonville et al (2004), mostrado en la referencia [7], respecto al promedio, desviación estándar media y coeficiente de variación de las principales propiedades mecánicas de los aceros, tales como esfuerzos de fluencia real, esfuerzos de rotura, o porcentajes de alargamiento total en estos aceros.

En las tablas 6 y 8, tomadas de la referencia [7], se muestran valores para diferentes aceros de la norma A615 grados 60 y 75 respectivamente. En la tabla 2-9, tomada de la referencia [8], se muestra un resumen comparativo de para el porcentaje de alargamiento promedio y coeficiente de variación. En esta última tabla se aprecia que los valores de alargamiento de las barras A615 son similares a las obtenidas para las barras A706 ensayadas.

Table 6: Yield Strength and Tensile Strength for A 615 Grade 60 Reinforcement

A 615 Grade 60	Bar Size							
	3		4		5		6	
	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile
Mean (psi)	71941	109267	69677	105446	68891	105629	68933	106177
Median (psi)	70900	106400	68400	104500	67500	104951	67700	106000
Minimum (psi)	60190	90454	55370	80730	54258	87500	60000	90227
Maximum (psi)	100900	159800	100000	152000	97742	147700	96930	129000
Std. Deviation (psi)	6510	12935	5548	7117	5051	7104	4966	4984
Coeff. of Variation	0.0905	0.1184	0.0796	0.0675	0.0733	0.0673	0.0720	0.0469
5% Fractile (psi)	63298	95280	63153	96900	63234	97000	63182	98182
Kurtosis	1.572	3.184	2.779	7.916	2.749	9.575	2.444	0.671
Skewness	1.058	1.826	1.475	2.121	1.553	2.348	1.423	0.304
Number of Heats	1037	1037	3737	3737	3389	3389	2380	2380

A 615 Grade 60	Bar Size							
	7		8		9		10	
	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile
Mean (psi)	69086	105344	69723	105147	69747	105598	69821	104873
Median (psi)	68200	105600	68500	105000	69011	105000	69152	104300
Minimum (psi)	60000	74000	60100	88500	60400	87500	60200	89000
Maximum (psi)	98300	125000	97468	131000	92846	130000	98500	126000
Std. Deviation (psi)	4489	5094	5155	5248	4307	5730	4127	5114
Coeff. of Variation	0.0650	0.0484	0.0739	0.0500	0.0618	0.0543	0.0591	0.0488
5% Fractile (psi)	63400	97174	63290	97100	64037	97265	64416	97254
Kurtosis	2.722	1.817	1.404	0.841	1.649	0.202	2.767	0.830
Skewness	1.215	-0.272	1.113	0.479	1.054	0.467	1.180	0.484
Number of Heats	1705	1705	1946	1946	1898	1898	1660	1660

Figura 2-12: Esfuerzos de fluencia y rotura para refuerzos A615 Grado 60 (Bournonville)

Table 8: Yield Strength and Tensile Strength of A 615 Grade 75 Reinforcement

A 615 Grade 75	Bar Size							
	3		4		5		6	
	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile
Mean (psi)	No Data		79458	110347	78640	111645	78518	112157
Median (psi)	No Data		79500	110750	78500	111200	78550	111400
Minimum (psi)	No Data		75500	104500	72300	107700	71900	104000
Maximum (psi)	No Data		85000	117000	86500	117000	87000	121800
Std. Deviation (psi)	No Data		2137	3002	4264	2985	3259	3883
Coeff. of Variation	No Data		0.0269	0.0272	0.0542	0.0267	0.0415	0.0346
5% Fractile (psi)	No Data		76410	105000	72950	108350	73600	106500
Kurtosis	No Data		0.038	0.057	-0.115	-0.599	0.093	0.480
Skewness	No Data		0.287	0.094	0.372	0.648	0.341	0.707
Number of Heats	No Data		38	38	11	11	74	74

A 615 Grade 75	Bar Size							
	7		8		9		10	
	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile	Yield	Tensile
Mean (psi)	85789	117100	83892	116262	84895	117420	82607	113027
Median (psi)	85800	117200	84400	117500	85400	118450	83500	113900
Minimum (psi)	81200	108700	76000	108700	78300	109500	75600	104100
Maximum (psi)	91700	124300	89800	122000	92700	127600	88200	119800
Std. Deviation (psi)	3946	5058	4259	4209	4337	4693	4106	4208
Coeff. of Variation	0.0460	0.0432	0.0508	0.0362	0.0511	0.0400	0.0497	0.0372
5% Fractile (psi)	81280	110140	76180	109300	78395	110070	75670	105990
Kurtosis	-1.080	-0.467	0.076	-0.525	-0.906	-0.014	-0.545	0.162
Skewness	0.333	-0.118	-0.711	-0.785	0.037	-0.115	-0.674	-0.625
Number of Heats	9	9	13	13	20	20	15	15

Figura 2-13: Esfuerzos de fluencia y rotura para refuerzos A615 Grado 75 (Bournonville)

Table 2-9 Total Elongation Data of ASTM A706 Grade 60 and Grade 80, and ASTM A615 Grade 60, Grade 75, and Grade 80 Reinforcement (Bournonville et al., 2004; CRSI, 2013)

Reinforcement Type	Bar Size				
	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11
A706 Grade 60					
Mean total elongation	15.2%	15.6%	15.8%	15.3%	14.9%
Standard deviation	2.3%	2.0%	2.0%	2.1%	1.9%
Coefficient of variation	0.1519	0.1310	0.1273	0.1339	0.1250
A706 Grade 80					
Mean total elongation	--	14.0%	--	--	14.4%
Standard deviation	--	1.6%	--	--	1.1%
Coefficient of variation	--	0.115	--	--	0.074
A615 Grade 60					
Mean total elongation	13.1%	13.2%	12.6%	12.5%	12.3%
Standard deviation	2.4%	2.4%	2.3%	2.5%	2.8%
Coefficient of variation	0.1826	0.1787	0.1825	0.2035	0.2292
A615 Grade 75					
Mean total elongation	12.8%	12.2%	12.0%	11.0%	10.4%
Standard deviation	1.8%	1.7%	2.4%	1.4%	0.9%
Coefficient of variation	0.1428	0.1397	0.2018	0.1255	0.0826
A615 Grade 80					
Mean total elongation	--	11.7%	12.8%	13.3%	11.2%
Standard deviation	--	1.9%	1.7%	2.4%	1.2%
Coefficient of variation	--	0.166	0.131	0.182	0.105

Figura 2-14: Elongación aceros ASTM A706 grados 60 y 80, y A615 grados 60, 75 y 80

2.3.6. Norma ASTM 1035/A1035M-14

La norma ASTM 1035/A1035M-14: “Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement”, trata de barras de acero de refuerzo con baja aleación, bajo contenido de carbono e inoxidables para refuerzo de estructuras de concreto armado. Los grados considerados en esta norma son 100 y 120.

Los aceros fabricados bajo esta norma son comercialmente conocidos como MMFX (Micro-Composite Multi-structural Formable Steel). La soldabilidad de estos aceros debe abordarse con precaución ya que no se incluyen disposiciones específicas nominales para mejorar su capacidad de soldadura, señalando que si el acero se va a soldar debe utilizarse un procedimiento de soldadura adecuado.

La norma señala los porcentajes máximos de Carbono, Cromo, Manganeso, Nitrógeno, Fósforo, Azufre y Silicio que deben cumplir los aceros fabricados bajo este estándar,

En la Figura 2-15 se muestra la tabla 1 de la norma mostrando para cada barra corrugada las características nominales de diámetro, área de la sección, longitud del perímetro, y corrugaciones. La Figura 2-16 muestra la tabla 2 de la norma con los requerimientos de esfuerzos y mínimos porcentajes de deformación de acuerdo al diámetro de las barras y grado del acero. La Figura 2-17 muestra la tabla 3 con los diámetros mínimos de doblado.

Bar Designation No.	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions ^A			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²]	Perimeter in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Figura 2-15: Tabla 1 de la norma ASTM A1035/ A1035M-14

	Grade 100 [690]	Grade 120 [830]
Tensile strength, min, psi [MPa]	150 000 [1030]	150 000 [1030]
Yield strength (0.2 % offset), min, psi [MPa]	100 000 [690]	120 000 [830]
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %:		
Bar Designation No.		
3 through 11 [10 through 36]	7	7
14, 18 [43, 57]	6	—

Figura 2-16: Tabla 2 de la norma ASTM A1035/ A1035M -14

Bar Designation No.	Pin Diameter for Bend Tests ^A
3, 4, 5, [10, 13, 16]	$3\frac{1}{2}d^B$
6, 7, 8 [19, 22, 25]	$5d$
9,10,11 [29, 32, 36]	$7d$
14, 18 [43, 57] (90°)	$9d$

^A Test bends 180° unless otherwise agreed.
^B d = nominal diameter of specimen.

Figura 2-17: Tabla 3 de la norma ASTM A1035/ A1035M -14

2.4. CÓDIGOS DE DISEÑO

Varios códigos en el mundo regulan el diseño en concreto armado incluyendo aceros de refuerzo de alta resistencia. En el presente trabajo se revisa lo señalado en el RNE y en la norma americana ACI 318.

2.4.1. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

NTE E.060 Concreto armado.

La norma E.060 se basa en el ACI 318-2005 y Draft 2008. Salvo pequeñas diferencias ambas normas, la peruana y la americana, son iguales.

La E.060 permite el uso de aceros grado 60 (420 MPa) y grados mayores en muchos de sus artículos. En otros limita su uso al acero grado 60.

En la Tabla 2-3 que se muestra a continuación se presenta un resumen de los artículos en los que la norma E.060 permite usar aceros de refuerzo con f_y mayor a 420 MPa y aquellos en los cuales no lo permite. Se incluyen algunos comentarios extraídos del ACI 318 versiones 2008 y 2011. No se utilizan comentarios de la versión 2014 del ACI 318 debido a que esta fue completamente reestructurada con respecto a las versiones anteriores.

Tabla 2-3 Resumen de artículos norma E.060 respecto al uso de aceros de alta resistencia

ITEM	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIÓN: ¿SE PERMITE ACEROS CON Fy MAYOR A 420 MPa?
Capítulo 3	Materiales	
3.5	Aceros de refuerzo	
3.5.3	Refuerzo corrugado	
3.5.3.1	Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas: NTP 341.031 o NTP 339.186.	Se permite. La NTP 341.031 regula hasta aceros de 520 MPa de fluencia
3.5.3.2	Las barras corrugadas deben cumplir con una de las NTP enumeradas en 3.5.3.1, excepto que para barras con fy mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.	Se permite
3.5.3.4	El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la NTP 341.068 excepto que el diámetro del alambre no debe ser menor que 5,5 mm y para el alambre con fy mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.25%	Se permite
3.5.3.5	Las mallas electrosoldadas de alambre liso deben cumplir con la NTP 350.002 excepto que para alambre con un fy mayor que 420 Mpa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. ...	Se permite
3.5.3.6	Las mallas electrosoldadas de alambre corrugado deben cumplir con "Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed, for Concrete" (ASTM A 497M), excepto que para alambres con fy mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. ...	Se permite
3.5.4	Refuerzo liso	
3.5.4.2	Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con "Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 82), excepto que para alambres con fy superior a 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el refuerzo correspondiente a una deformación de 0,35%.	Se permite

ITEM	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIÓN: ¿SE PERMITE ACEROS CON Fy MAYOR A 420 MPa?
Capítulo 9	Requisitos de resistencia y de servicio	
9.6	Control de deflexiones	
9.6.2	Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)	
9.6.2.1 (a)	Tabla 9.1 Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones. Observación b) Para fy distinto a 420 MPa, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(0,4 + fy/700)$	Se permite
9.6.3	Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)	
9.6.3.2	Tabla 9.3 Espesores mínimos de losa sin vigas interiores. Tabla para fy 280, 420 y 520 MPa.	Se permite
9.7	Refuerzo por cambios volumétricos	
9.7.2	La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes áreas mínimas de área de la armadura, según el tipo de acero de refuerzo que se use. - Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $fy \geq 420$ MPa	Se permite. (Sin embargo, para cualquier fy usado, 0.0018 es mínimo)
Capítulo 10	Flexión y carga axial	
10.9	Límites del refuerzo de elementos a compresión	
10.9.3	La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ps, no debe ser menor que el valor dado por la ecuación 10-5. El valor de fyt (esfuerzo de fluencia del acero de la espiral a usar en la ecuación 10-5 no debe ser mayor de 700 MPa. Para fyt mayor de 420 MPa, no deben usarse empalmes traslapado de acuerdo con 7.10.4.5(a).	Se permite
Capítulo 11	Cortante y torsión	
11.5	Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante	

ITEM	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIÓN: ¿SE PERMITE ACEROS CON Fy MAYOR A 420 MPa?
11.5.2	Los valores de fy y fyt usados en el diseño del refuerzo de cortante no deben exceder 420 MPa	No se permite en los cálculos. Se puede usar fy mayor pero calculado como fy=420 MPa. El ACI 318 permite 550 MPa en refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.
11.6	Diseño para torsión	
11.6.3	Resistencia a la torsión	
11.6.3.4	Los valores de fy y fyt usados en el diseño del refuerzo para torsión no deben exceder 420 MPa.	No se permite. Según el ACI-318 es para proporcionar un control sobre el ancho de la fisura diagonal en cargas de servicio.
11.7	Cortante por fricción	
11.7.6	El valor de fy utilizado para el diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder 420 MPa	No se permite
Capítulo 12		
Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo		
12.16	Empalmes de barras corrugadas a compresión	
12.16.1	La longitud de un empalme por traslape en compresión, l _{dc} , debe ser de 0.071 fy db, para fy igual a 410 MPa o menor, o (0.13 fy – 24) db para fy mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm	Se permite
Capítulo 18		
Concreto preesforzado		
18.9	Refuerzo mínimo adherido	
18.9.3	En sistemas de losas planas en dos direcciones, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben cumplir con lo requerido en 18.9.3.1, 18.9.3.2 y 18.9.3.3	

ITEM	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIÓN: ¿SE PERMITE ACEROS CON Fy MAYOR A 420 MPa?
18.9.3.2	En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,17 \sqrt{f_c}$, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante la fórmula 18-7, donde el valor de fy usado en la ecuación 18-7 no debe exceder de 420 MPa.	No se permite
Capítulo 19		
19.3	Resistencia de diseño de los materiales	
19.3.2	El esfuerzo de fluencia especificado del acero fy no será mayor de 420 MPa	No se permite
Capítulo 21		
21.3	Requisitos generales	
21.3.3	Refuerzo de acero para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo El refuerzo de acero longitudinal y transversal en todos los elementos con responsabilidad sísmica será corrugado y deberá cumplir con las disposiciones de ASTM A 706M. Se permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando: a) La resistencia real a la fluencia (obtenida en ensayos de laboratorio) no sea mayor que el esfuerzo de fluencia especificado fy, en mas de 125 MPa; b) La relación entre la resistencia de tracción (fu) y el esfuerzo de fluencia (fy), medida en el laboratorio, no sea menor de 1,25.	Se permite indirectamente. Señala que se debe cumplir el ASTM A706M y esta incorpora grado 80. Para aceros ASTM A615 el máximo permitido por la norma sería: 420 MPa más 125 MPa igual a 545 MPa
21.10	Edificaciones con muros de ductilidad limitada	
21.10.2	Diseño de muros	
21.10.2.3	Si se usa malla electrosoldada, para el diseño de muros, deberá emplearse como refuerzo de fluencia, el valor máximo de fy=420 MPa.	No se permite en mallas electrosoldadas
21.11	Diafragmas estructurales	
21.11.5	Refuerzo de los diafragmas	
21.11.5.2	Los tendones adherido que se usen como refuerzos primarios en cuerdas de diafragmas o elementos colectores deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa.	No se permite

NTE E.070 Albañilería

La norma E.070 también considera la posibilidad de usar aceros de refuerzo con esfuerzo de fluencia mayor a 420 MPa. El artículo 2.- Requisitos generales, inciso 2.8 de dicha norma señala lo siguiente: “*Como refuerzo estructural se utilizará barras de acero que presenten comportamiento dúctil con una elongación mínima de 9%. Las cuantías de refuerzo que se presentan en esta Norma están asociadas a un esfuerzo de fluencia $f_y = 412 \text{ MPa}$ (4200 kgf/cm^2), para otras situaciones se multiplicará la cuantía especificada por $412/f_y$ (en MPa) o $4200/f_y$ (en kgf/cm^2)*”.

2.4.2. Reglamento ACI 318-14

El ACI 318 es una norma que continuamente se actualiza con nuevos estudios y en promedio publica una versión cada 3 años. Es una norma de requisitos para el diseño de estructuras de concreto, obligatoria en Estados Unidos de Norteamérica y principal referente de herramientas y de información técnica en otros países. En Perú se usa como referencia o complemento a la norma E.060 del RNE.

Cambios globales de la versión 2014 respecto a versiones anteriores

En la vigente versión 2014 del ACI 318-14 se han producido cambios que han sido orientados en obtener una mayor comprensión y claridad del reglamento. En tal sentido se han efectuado cambios sustanciales a nivel de organización de la norma, estructurando un reglamento menos complicado sin abandonar la complejidad que implica el uso del concreto armado.

Los cambios más importantes a nivel global de la versión ACI 318-14 son:

- Reorganización del reglamento hacia una perspectiva de diseño.
- Organización de capítulos por elementos estructurales (vigas, columnas, etc.).
- Ampliación de gráficos y tablas para brindar mayor claridad en la información.
- Mayor exigencia en los requisitos de: (a) confinamiento de muros y columnas, (b) armado de losas; (c) diafragma estructural
- Cambios sustanciales del capítulo de diseño sísmico, antes capítulo 21, incluyendo la tendencia de los últimos movimientos sísmicos.
- Cambios sustanciales en el apéndice D referida a anclajes en el concreto.
- Los elementos tipo Shell de cascara delgada fueron reubicadas en un reglamento paralelo denominado ACI 318.2

Cambios específicos de la versión 2014 respecto versiones anteriores

Los cambios específicos más importantes de la versión ACI 318-14 son:

Capítulo 6 “Análisis estructural”

- El artículo 6.9 especifica los requisitos mínimos para el análisis de miembros estructurales de concreto usando Elementos Finitos.

Capítulo 18 “Diseño Sismorresistente de estructuras” (Antes Capítulo 21)

- Cambios en el diseño de muros especiales de cortante.
- Las barras ASTM 615 grado 60 usadas en el refuerzo longitudinal de marcos especiales resistentes a momento y en muros especiales de cortante requieren ahora el mismo alargamiento mínimo señalado para el refuerzo ASTM A706.
- Se han variado los requisitos de confinamiento de columnas en marcos especiales resistentes a momento.
- Hay nuevas restricciones en la relación de aspecto de las conexiones de viga-columna de marcos especiales resistentes a momento.

Capítulo 19 “Concreto: Requisitos de diseño y Durabilidad”

- Se hace coincidir la definición del esfuerzo de fluencia del refuerzo de alta resistencia ($f_y > 420$ MPa) con las especificaciones ASTM.
- Ya no se permiten empalmes mecánicos o soldados con resistencias menores al 125% del esfuerzo de fluencia.

Capítulo 20 “Refuerzo de acero: Propiedades, durabilidad y embebidos”

- Se incluyen las tablas 20.2.2.4a y 20.2.2.4b que presentan una información más clara, mostrando los diferentes tipos de barras no pre-esforzadas, para refuerzos corrugados y lisos en espiral.
- El artículo 20.2.2.5 señala que el refuerzo longitudinal corrugado, no pre-esforzado, con esfuerzos inducidos por solicitaciones sísmicas sea pórticos, muros estructurales, y todos sus componentes incluyendo vigas acopladas y machones de dichos muros, deben cumplir con (a) o (b):
 - (a) ASTM A706M, Grado 420
 - (b) ASTM A615M Grado 280 si se cumple con (i) y (ii) y ASTM A615M Grado 420 si se cumple con (i), (ii) y (iii):

- (i) La resistencia a la fluencia real medida en ensayos en la siderúrgica no excede fy en más de 125 MPa.
- (ii) La relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la fluencia es al menos 1.25.
- (iii) La elongación mínima en una longitud de medición de 200 mm debe ser al menos 14 por ciento en barras de diámetro No. 10 hasta No. 19, al menos 12 por ciento para barras No. 22 hasta No. 36, y al menos 10 por ciento para barras No. 43 y No. 57.

Nota: El requisito (iii) recién aparece en la versión 2014 del ACI 318. Hasta la versión del 2011 (art. 21.1.5.2) solo habían los dos primeros.

Tabla 20.2.2.4a — Refuerzo corrugado no preesforzado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables			
			Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre electrosoldado	Parrillas de barras soldadas
Flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420	Véase 20.2.2.5	No permitido	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ^[1]
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M ^[2] , A1022M ^[2]	No permitido
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M ^[2] , A1022M ^[2]	No permitido
	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Fricción cortante	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M (alambre liso electrosoldado)	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	550	No permitido	No permitido	A1064M, A1022M (alambre corrugado electrosoldado)	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido

^[1] Las parrillas de barras soldadas se permite que sean ensambladas usando barras corrugadas que cumplen con A615M o A706M.
^[2] No se permite usar ASTM A1064M y A1022M en sistemas especiales sísmicos cuando se requiere que la soldadura resista esfuerzos provenientes de confinamiento, soporte lateral de barras longitudinales, cortante u otras acciones.

Figura 2-18: Tabla 20.2.2.4a del reglamento ACI 318-14

Tabla 20.2.2.4b — Barras y alambres lisos para refuerzo en espiral no preesforzado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Espirales en sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Cortante	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsión en vigas no preesforzadas	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

Figura 2-19: Tabla 20.2.2.4b del reglamento ACI 318-14

2.5. INVESTIGACIONES SOBRE ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

Son diversas las investigaciones que se han hecho en relación a los aceros de refuerzo convencional y de alta resistencia. Estas investigaciones han permitido que códigos, reglamentos y normas puedan irse actualizando con los últimos descubrimientos y estudios realizados. En el anexo de esta Tesis se repasan las principales investigaciones que se han efectuado respecto a este tema.

2.6. EL DISEÑO CON ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

El diseño de estructuras de concreto usando aceros de alta resistencia plantea retos en la concepción y en los procedimientos de diseño. Actualmente ni ACI 318 ni la E.060 afrontan este diseño directamente. Según una versión no oficial, para la versión 2019 del ACI 318 (en actual desarrollo) estos aceros serán tomados en cuenta en el diseño de las estructuras sismoresistentes.³

Principios de las normas a tener en cuenta en el diseño

La sección 3.5.3.2 de la norma E-060 limita el esfuerzo de fluencia a un esfuerzo equivalente a una deformación de 0.35%.

La sección 9.5 de la E.060 limita los valores de f_y y f_{yt} a 550 MPa en aceros no pre-esforzados haciéndolo compatible con el límite utilizable de deformación de 0.003 en el concreto (sección 10.2.3 de la E.060).

Las secciones 10.3 y 9.3 del ACI 318-11 que hacen cumplir requisitos mínimos de ductilidad para elementos en flexión garantizando el desarrollo de suficiente esfuerzo del acero entre σ_y y σ_u .

En general, cualquier diseño debe respetar los principios básicos de la filosofía de diseño del ACI siendo una de ellas el asegurar un modo de falla dúctil para los miembros de flexión y tensión. Asimismo es importante asegurar de que la falla dúctil no limite o impide otros mecanismos de soporte que sean menos dúctiles, en tal sentido se aprecia que la filosofía de diseño del ACI 318 da mayor peso al

³ Versión no oficial obtenida del Dr. Roberto Stark, ponente de la conferencia “Rascacielos en concreto, los conceptos de diseño en zonas sísmicas y las particularidades y limitaciones de los concretos que se emplean en su construcción” organizada por la Maestría de Ingeniería Civil el 4 de diciembre de 2015.

El Dr. Stark es miembro con derecho a voto del comité 318 del ACI, y miembro del consejo directivo del ACI para el periodo 2015 al 2018.

límite de la deformación unitaria de los elementos que a los esfuerzos en los elementos.

Un análisis momento-curvatura no lineal es una forma efectiva para comparar la rigidez de las secciones reforzadas con acero convencional versus aceros de refuerzo de alta resistencia, incorporando el comportamiento esfuerzo-deformación real de los materiales así como la distribución del refuerzo.

Métodos de diseño

Hasta aceros con grado 80 se pueden utilizar los conceptos y fórmulas comúnmente utilizadas cuando se diseña con aceros de grado 60. Cuando se usan aceros de grado mayor a 80 se deben efectuar algunas modificaciones en las fórmulas las cuales son presentadas en las guías y recomendaciones de diseño del ACI (ACI-IGT-6R-10) y del Informe 679 del NCHRP. Ambas normas están orientadas al diseño del concreto usando aceros de refuerzo ASTM A1035 grado 100 y grado 120 los cuales no tienen una plataforma de fluencia bien definida.

2.7. DIFERENCIA DE COSTOS ENTRE ACEROS GRADO 75 Y 60

En Perú no hay fabricación ni comercialización de aceros grado 75 por lo cual no se puede determinar directamente la diferencia costos entre usar un acero ASTM A615 de grado 75 respecto a uno de grado 60. En tal sentido la diferencia de costos entre ambos aceros se ha determinado indirectamente consultando 3 fuentes que son:

- 1) Revista "STRUCTURE magazine" (Agosto, 2011): "ASTM A615 Grade 75 Reinforced Steel; When, Why & How to Use it".

Para la fecha de la revista, la fabricación de un acero #11 de grado 60 costaba alrededor de \$800 por tonelada; para el mismo acero en grado 75 se tenía un mayor costo de \$40 por tonelada (5% más caro).

Tomando en cuenta que el costo total instalado de diversos aceros de refuerzo cuesta alrededor de \$2000 por tonelada, el mayor costo de \$40 por tonelada representa un 2% respecto al costo total instalado.

Este incremento de 2% es reducido respecto a la perspectiva de ahorrar hasta 20% con la reducción en el peso de acero debido a 20% mayor resistencia del acero grado 75 respecto al acero de grado 60.

- 2) Tesis de Master en Ingeniería Civil de Abril de 2012, Bangladesh University of Engineering and Technology: “Cost study of high rise R.C. building with different grades of Steel”.

En promedio el refuerzo por pie cuadrado de techo en un edificio residencial de 20 pisos es de 2.35 kg para grado 60 y 2.13 kg para el grado 75, lo cual representa un ahorro de 9.5% en peso de acero.

- 3) Costos actuales obtenidos a través de la Internet.

Para el fabricante Tianjin Shengjintai Steel & Iron Co., el precio FOB de los aceros ASTM A615 grado 60 puesto en el puerto de Xingang, Tianjin, China, es de US\$ 430 a 460 por tonelada. Para el mismo fabricante y en las mismas condiciones el precio FOB para el acero ASTM A615 grado 75 es de US\$ 420 a 620 por ton.

En el Perú el costo de la tonelada de acero corrugado grado 60 fluctúa en el tiempo lo cual no permitiría estimar un valor exacto del ahorro en un probable uso de aceros de mayor resistencia en la partida “Suministro, Habilitación y Colocación de acero de refuerzo”, pero sí es posible efectuar estimaciones bastante aproximadas para dicho ahorro.

Según análisis de precios unitarios típicos de la realidad peruana, el insumo “acero corrugado” tiene una incidencia del 50% en el costo directo de la partida “Suministro, Habilitación y Colocación de acero de refuerzo”. En tal sentido, asumiendo que el acero corrugado grado 75 pueda tener un costo mayor en 10% respecto al acero grado 60 y que a su vez los diseños empleando aceros grado 75 obtienen un 10% de menor peso en acero, globalmente en el total de la partida se puede obtener un ahorro promedio de 5.5%. Es preciso recalcar que estos valores porcentuales son estimados y promedios por lo cual pueden variar dependiendo principalmente de la variación en el costo del acero corrugado.

CAPITULO 3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO EN CONCRETO

En este capítulo se efectúa el análisis estructural elástico de la estructura estudiada cuyos elementos estructurales se dimensionan para que la máxima deriva de entrepiso no supere 0.007 según lo tipifica la norma técnica E.030. Luego de efectuado el análisis estructural y determinado los esfuerzos a los cuales están sometidos sus elementos estructurales se efectúa el diseño en concreto armado de sus elementos estructurales para tres casos diferentes de refuerzo, los cuales son:

1. Caso 1: Estructura con refuerzo resultante de diseñar toda la estructura con acero de grado 60.
2. Caso 2: Estructura con refuerzo resultante de diseñar las columnas con acero grado 75, y vigas con acero grado 60.
3. Caso 3: Estructura con refuerzo resultante de diseñar toda la estructura con acero de grado 75.

3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La estructura estudiada.

Para el análisis desarrollado se usó un edificio de ocho niveles, aporticado, ubicado en la costa peruana, con suelo tipo S_2 (intermedio) destinado a oficinas. La planta típica compuesta de cinco ejes en la dirección X-X y siete en la dirección Y-Y. La distancia a ejes de 5.50 m en ambas direcciones.

La altura de entrepiso típico de 3.00 m y la altura del primer entrepiso de 4.00 m. Las columnas de sección cuadrada con dimensiones ajustadas para obtener una deriva máxima de entrepiso de 0.007, según la última versión de la norma de Diseño Sismoresistente del RNE, norma E.030.

Las vigas se dimensionaron para soportar cargas de gravedad y las cargas sísmicas, aportando rigidez a los pórticos, a fin de que la deriva en entrepiso no supere el máximo permitido por norma. La sección mínima de las vigas es de 25 x 50 cm equivalente a un peralte de $L/12$, y una base igual a la mitad de la altura de la viga.

Los identificadores de vigas y columnas son asignados por Etabs, y se utilizan en la presentación de resultados; y se muestran a continuación:

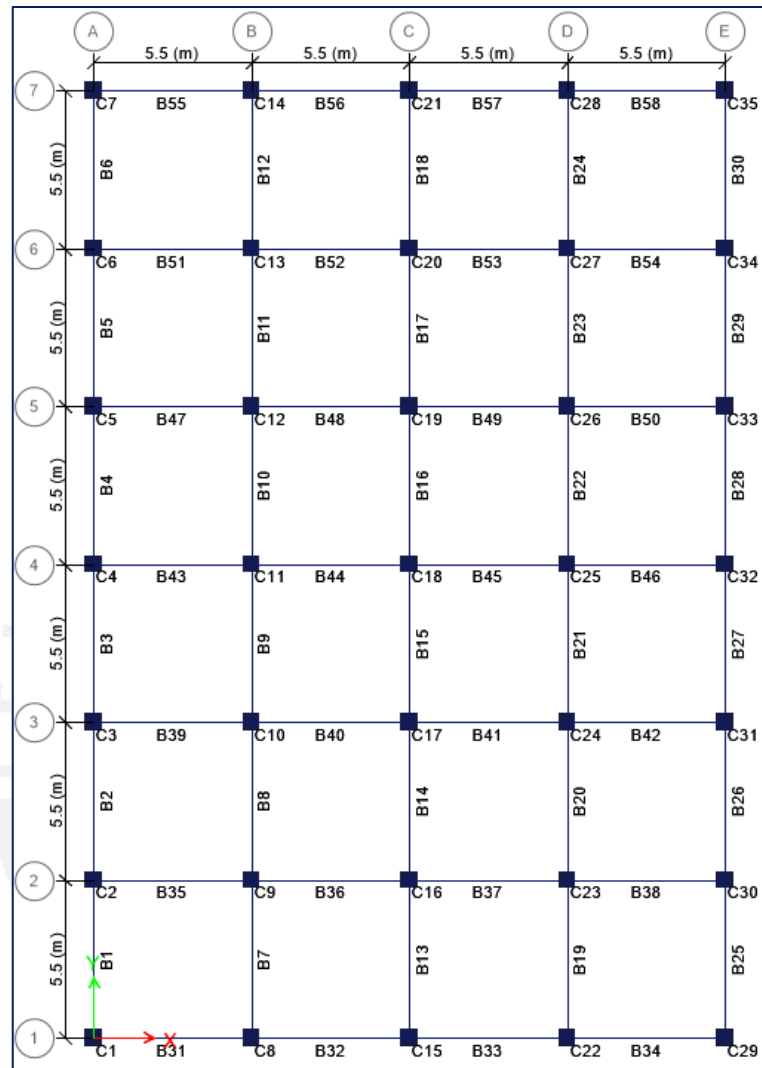


Figura 3-1: Planta típica de la estructura estudiada

Las losas de entrepiso o techos se consideraron como losas macizas con espesor de 16 cm, equivalente a 1/140 veces el perímetro de la losa, con una carga muerta CM compuesta por su peso propio más una carga adicional de 1.3 kPa (130 kgf/m²) por el acabado del piso y tabiquería móvil. En la azotea, se consideró una CM adicional de 1 kPa. La carga viva, CV, se consideró una sobrecarga uniformemente repartida de 2.5 kPa en los pisos típicos y 1 kPa en la azotea.

Todos los elementos estructurales se consideraron con una resistencia a la compresión, f'_c , igual a 21 MPa.

Parámetros sísmicos.

Los parámetros sísmicos utilizados en el análisis, de acuerdo a lo señalado en la norma E.030 para el presente caso son los siguientes:

$$\begin{array}{lll}
 Z= 0.45 \text{ (Zona 4)} & U= 1.0 \text{ (Edificación común)} & S=1.05 \text{ (Suelo } S_2) \\
 T_p= 0.6 \text{ s,} & T_L=2.0 \text{ s (Suelo } S_2, \text{ Zona 4)} & R_x=R_y=8.0 \\
 C= 2.5; (T < T_P) & C= 2.5 \left(\frac{T_P}{T}\right); (T_P < T < T_L) & C=2.5\left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right); (T > T_L)
 \end{array}$$

T= Periodo g= Aceleración de la gravedad

El espectro sísmico de pseudo-aceleraciones utilizado, como fracción de la gravedad, es el siguiente:

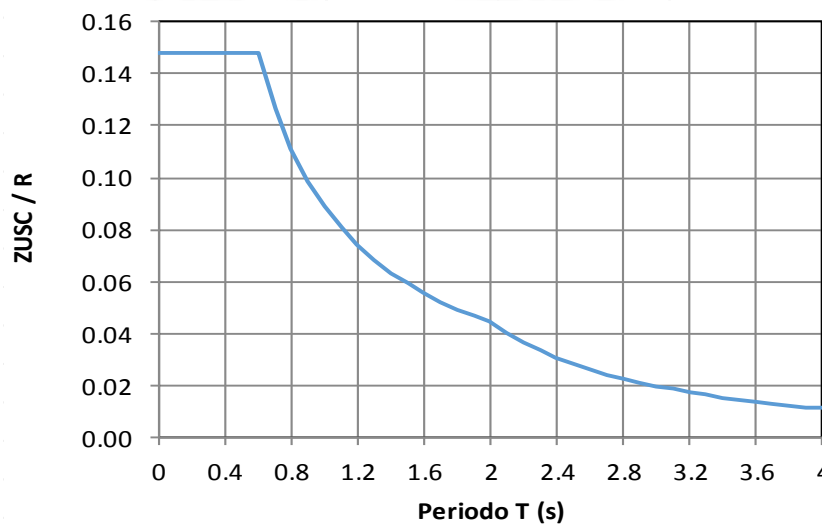


Figura 3-2: Espectro de pseudo aceleraciones según la norma E.030

Estructura final

Después de varias iteraciones, las dimensiones finales con los cuales se cumple con los requisitos de rigidez de la estructura estudiada son los que se indican en la Tabla 3-1 y Figura 3-3 mostradas a continuación:

Tabla 3-1: Secciones finales de columnas y vigas

Nivel	Sección de Columnas	Sección de Vigas (Pórticos interiores)	Sección de Vigas (Pórticos perimetrales)
1 a 4	75 x 75 cm	40 x 60 cm	40 x 60 cm
5 a 6	60 x 60 cm	30 x 60 cm	30 x 60 cm
7	50 x 50 cm	25 x 50 cm	30 x 50 cm
8	50 x 50 cm	25 x 50 cm	25 x 50 cm

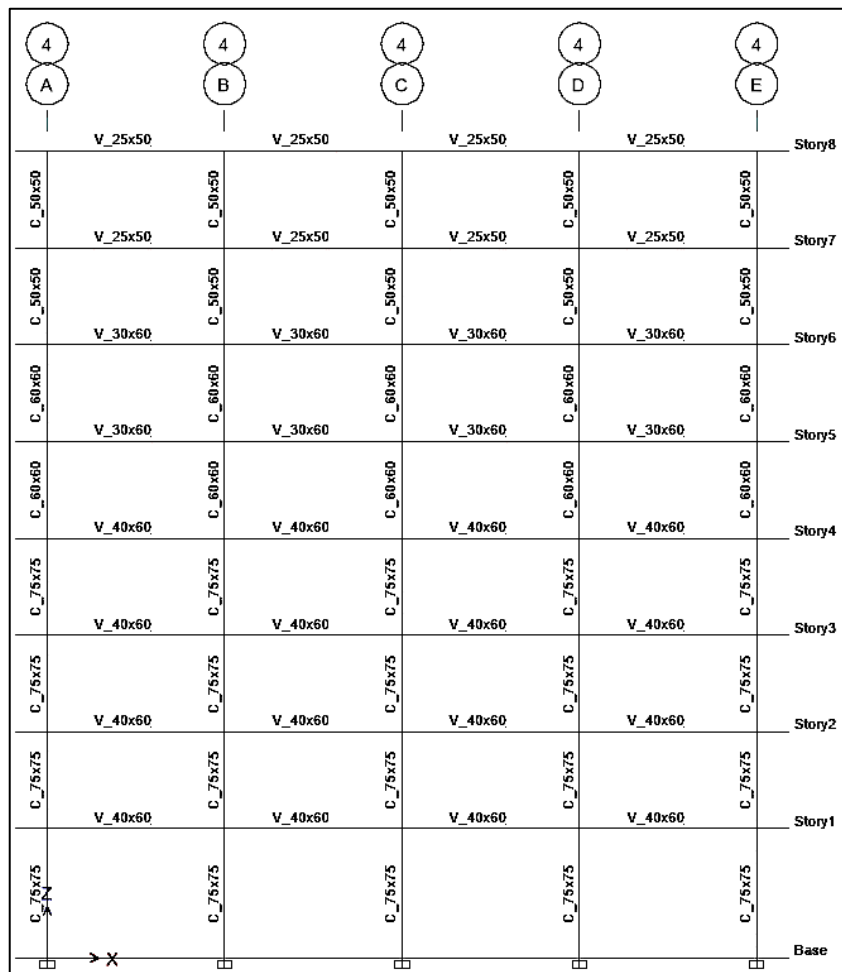


Figura 3-3: Elevación Pórtico interior eje 4 de la estructura final

Resultados del análisis estructural

Modos de vibración y periodos

En la tabla mostrada a continuación se señalan los periodos de vibración y dirección, y los factores de participación según el modo de vibración de la estructura.

Tabla 3-2: Periodos de vibración de la estructura

Modo de vibración	Periodo	Dirección	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.740	X	0.7884	0.0000	0	0.7884	0	0
2	0.720	Y	0.0000	0.7914	0	0.7884	0.7914	0
3	0.646	Rotación	0.0000	0.0000	0	0.7884	0.7914	0
4	0.282	X	0.1237	0.0000	0	0.9121	0.7914	0
5	0.276	Y	0.0000	0.1224	0	0.9121	0.9137	0
6	0.249	Rotación	0.0000	0.0000	0	0.9121	0.9137	0

Modo de vibración	Periodo	Dirección	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
7	0.157	X	0.0434	0.0000	0	0.9556	0.9137	0
8	0.154	Y	0.0000	0.0427	0	0.9556	0.9564	0
9	0.139	Rotación	0.0000	0.0000	0	0.9556	0.9564	0
10	0.101	X	0.0237	0.0000	0	0.9793	0.9564	0
11	0.099	Y	0.0000	0.0233	0	0.9793	0.9798	0
12	0.090	Rotación	0.0000	0.0000	0	0.9793	0.9798	0

Desplazamiento lateral máximo y derivas de entrepiso

El edificio cumple con las derivas reglamentarias, teniendo una deriva máxima de 0.0070, como puede apreciarse en los cuadros siguientes:

Tabla 3-3: Desplazamientos y derivas para Sismo en X

Story	Load Case/Combo	UX	UY	Drift X	Drift Y	Drift amplificado por 0.75R = 6	
		mm	mm			en X	en Y
Story8	SismoX Max	23.7	0	0.0007	0	0.0040	0
Story7	SismoX Max	21.7	0	0.0010	0	0.0058	0
Story6	SismoX Max	18.8	0	0.0010	0	0.0060	0
Story5	SismoX Max	15.8	0	0.0011	0	0.0064	0
Story4	SismoX Max	12.6	0	0.0010	0	0.0060	0
Story3	SismoX Max	9.6	0	0.0011	0	0.0064	0
Story2	SismoX Max	6.4	0	0.0011	0	0.0066	0
Story1	SismoX Max	3.1	0	0.0008	0	0.0047	0

Tabla 3-4: Desplazamientos y derivas para Sismo en Y

Story	Load Case/Combo	UX	UY	Drift X	Drift Y	Drift amplificado por 0.75R = 6	
		mm	mm			en X	en Y
Story8	SismoY Max	0	23	0	0.0006	0	0.0038
Story7	SismoY Max	0	21.1	0	0.0009	0	0.0056
Story6	SismoY Max	0	18.3	0	0.0010	0	0.0058
Story5	SismoY Max	0	15.4	0	0.0010	0	0.0062
Story4	SismoY Max	0	12.3	0	0.0010	0	0.0058
Story3	SismoY Max	0	9.4	0	0.0010	0	0.0062
Story2	SismoY Max	0	6.3	0	0.0011	0	0.0064
Story1	SismoY Max	0	3.1	0	0.0008	0	0.0047

En el gráfico mostrado a continuación vemos el resumen de las dos tablas anteriores. También se grafica el nivel de deriva máxima que según la norma E.030 asciende a 0.007 para este tipo de estructuras.

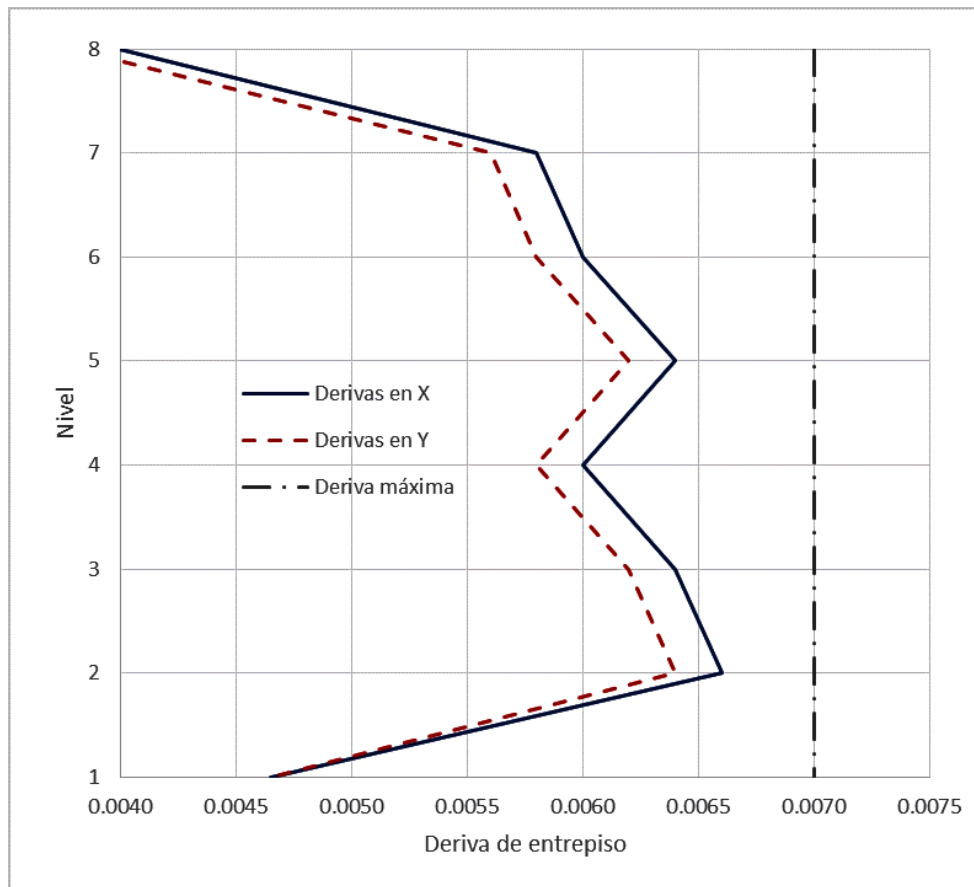


Figura 3-4: Derivas de entropiso en las direcciones X, Y y deriva máxima

Cortantes basales

Los cortantes basales dinámicos calculados con el espectro sísmico mostrado líneas arriba, para X e Y, se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 3-5: Cortante Basal dinámico para Sismos en X e Y

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			kN	kN	kN
Story1	SismoX Max	Bottom	0	5015	0
Story1	SismoY Max	Bottom	0	0	5146

Para el cálculo del cortante basal estático y determinar el mínimo V de la norma E.030, se utilizó el procedimiento descrito en el artículo 17 de la norma, tomando los periodos del análisis dinámico modal espectral.

Los valores de carga muerta y carga viva para determinar el peso de la estructura la obtenemos del análisis estructural desarrollado.

$$P_{CM} = 48,547 \text{ kN}$$

$$P_{CV} = 1,371 \text{ kN}$$

$$P = P_{CM} + 25\% P_{CV} = 51,840 \text{ kN}$$

$$T_X = 0.74 \text{ s} \quad C_X = 2.5 (T_P / T_Y) = 2.5 \times 0.60 / 0.74 = 2.027$$

$$T_Y = 0.72 \text{ s} \quad C_Y = 2.5 (T_P / T_Y) = 2.5 \times 0.60 / 0.74 = 2.083$$

$$V_X = (ZUSC_X / R_X) = (0.4 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.027 / 8) \times 51840 \text{ kN} = 6,305 \text{ kN}$$

$$V_Y = (ZUSC_Y / R_Y) = (0.4 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.083 / 8) \times 51840 \text{ kN} = 6,479 \text{ kN}$$

$$V_X \text{ mínimo} = 0.80 \times 6,305 \text{ kN} = \mathbf{5,044 \text{ kN}}$$

$$V_Y \text{ mínimo} = 0.80 \times 6,479 \text{ kN} = \mathbf{5,183 \text{ kN}}$$

Los cortantes dinámicos son menores que el mínimo requerido por norma y por tanto las fuerzas sísmicas se van a escalar para el diseño en concreto armado. Los factores de escalamiento para el sismo dinámico de diseño son:

$$\text{En X: } 5044 / 5015 = 1.006$$

$$\text{En Y: } 5183 / 5146 = 1.007$$

Resultados de Momentos flectores y Fuerzas cortantes

A continuación se muestran algunos resultados del análisis estructural.

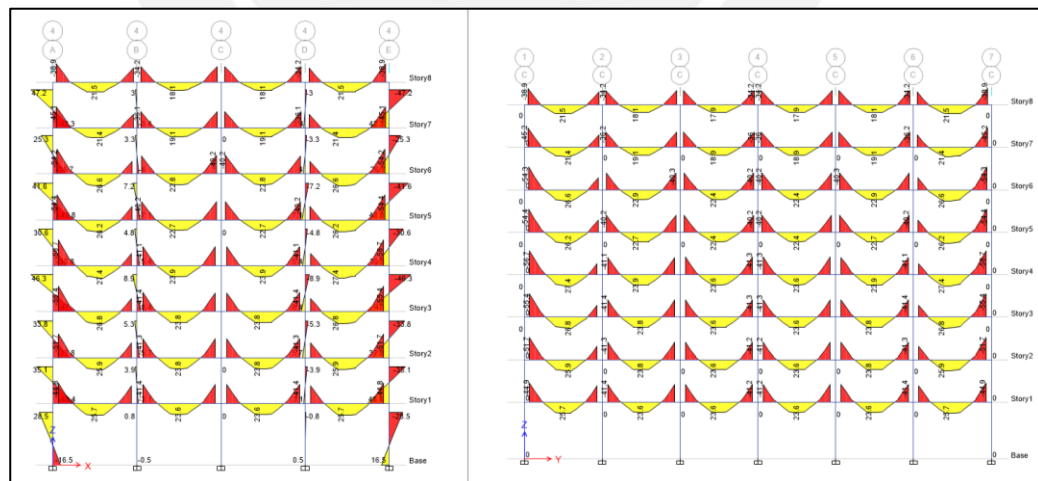


Figura 3-5: Diagrama de momento flector de CM en los porticos 4 y C (kN-m)

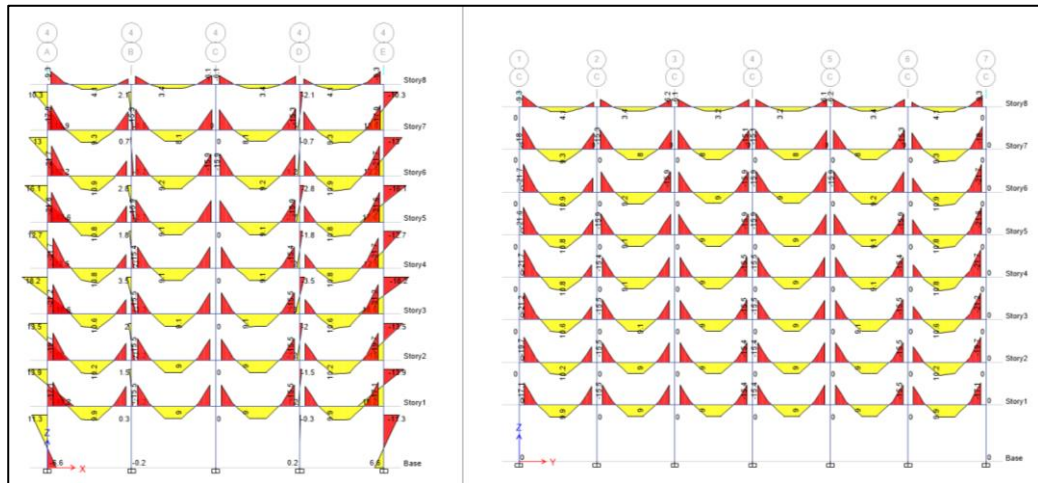


Figura 3-6: Diagrama de momento flector de CV en los porticos 4 y C (kN-m)

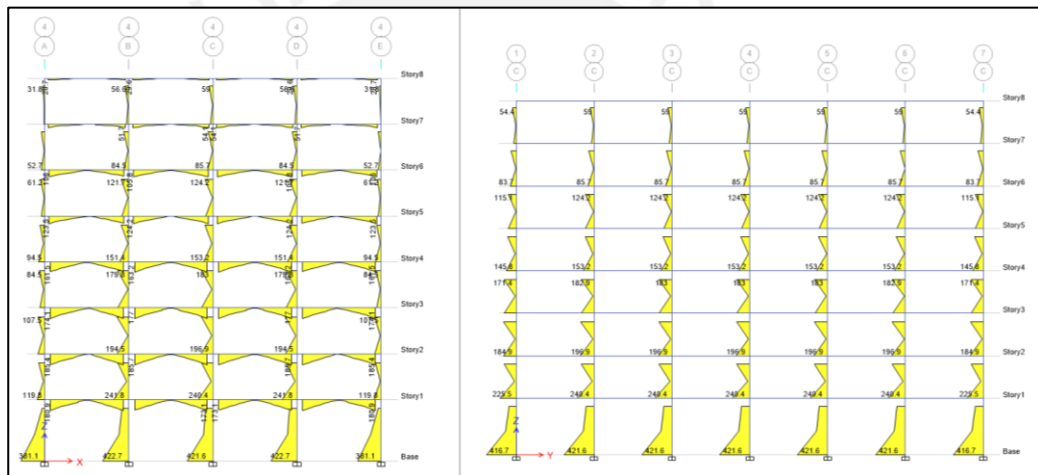


Figura 3-7: Diagrama de momento flector de CSx en los porticos 4 y C (kN-m)

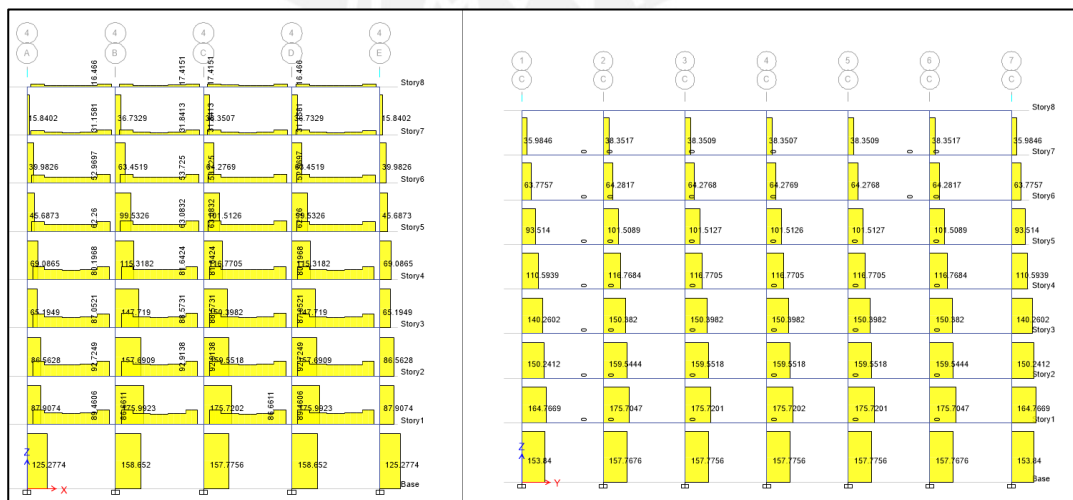


Figura 3-8: Diagrama de fuerza cortante por CSx en los porticos 4 y C (kN)

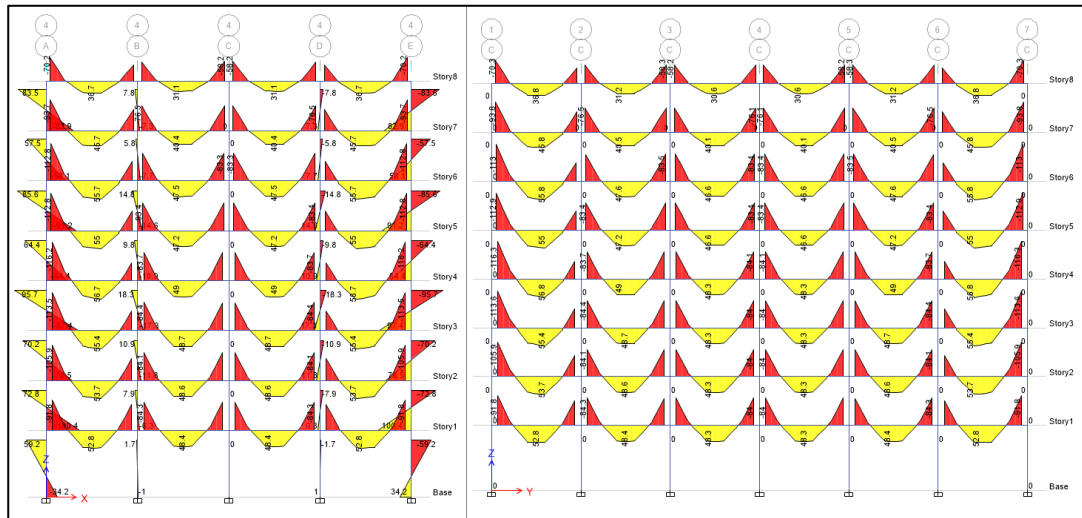


Figura 3-9: Diagramas de momento flector para la combinación 1.4 CM + 1.7 CV

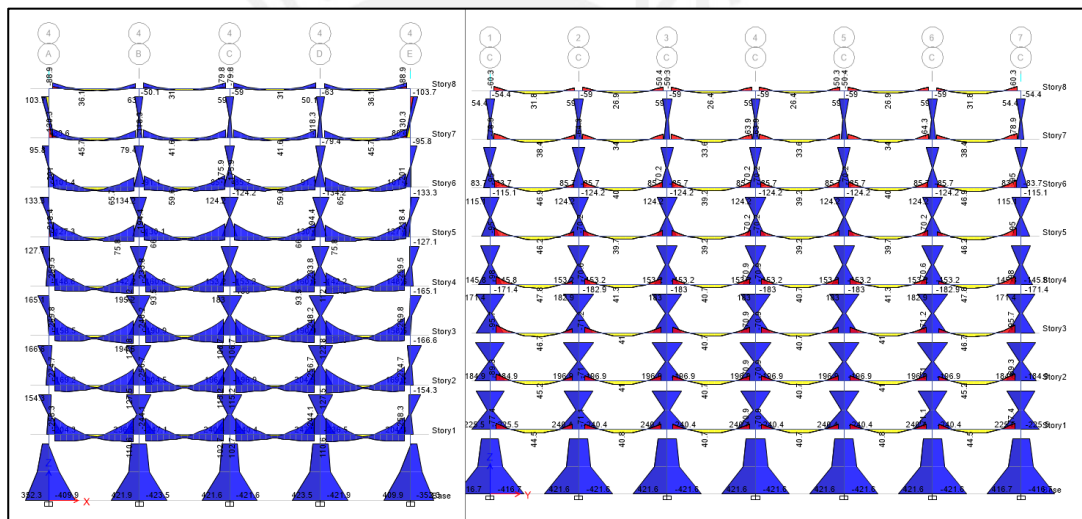


Figura 3-10: Diagramas de momento flector para la combinación 1.25 (CM + CV) + CSx

3.2. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño se utilizó la norma peruana E.060 Concreto armado RNE.

Filosofía del diseño

La Resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la Resistencia Requerida, donde:

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi (\text{Resistencia nominal}) = \phi R_n$$

$$\text{Resistencia requerida} = U = \sum \gamma_k Q_{km}$$

La falla se produce cuando la curva de las cargas Q supera la curva de resistencias R, formando un rango, tal como se muestra en la Figura 3-11.

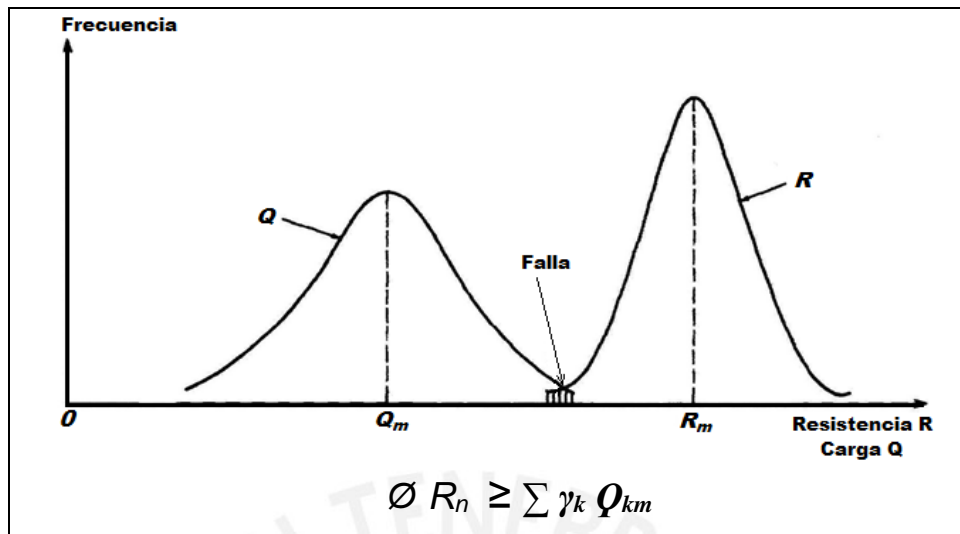


Figura 3-11: Distribución de frecuencias de Cargas Q y Resistencias R

Factores de reducción de la resistencia nominal, ϕ

Los factores de reducción de resistencia (ϕ) según la norma E.060 son:

- Flexión sin carga axial 0,90
 - Carga axial y carga axial con flexión
 - (a) Carga axial de tracción con o sin flexión 0,90
 - (b) Carga axial de compresión con o sin flexión
 - Elementos con refuerzo en espiral 0,75
 - Otros elementos 0,70
- En flexocompresión, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0,90 a medida que ϕP_n disminuye de $0,1 f'c A_g$ o ϕP_b , el menor, hasta cero.
- Cortante y torsión 0,85
 - Aplastamiento en el concreto 0,70

Combinación de cargas - Coeficientes de amplificación de cargas

La resistencia requerida empleada fue la señalada en el artículo 9.2 de la norma peruana E.060 señaladas a continuación:

$$U_1 = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$U_2 = 1,25 (CM + CV) \pm CS_X$$

$$U_3 = 1,25 (CM + CV) \pm CS_Y$$

$$U_4 = 0,9 CM \pm CS_X$$

$$U_5 = 0,9 CM \pm CS_Y$$

dónde:

CM es carga muerta, CV es carga viva,

CS_X es carga sísmica en la dirección X

CS_Y es carga sísmica en la dirección Y.

Consideraciones para el diseño con aceros de grado 75.

Flexión

En la tabla Tabla 3-6 se muestran los valores de la cuantía ρ ($A_s / b d$) en función de K_u ($M_u / b d^2$) para aceros de grado 60 y 75, para concretos de 21 MPa y 28 MPa, desde la cuantía mínima equivalente a 0.0020 hasta la cuantía máxima reglamentaria equivalente al 75% de la cuantía balanceada.

Tabla 3-6: Valores de K_u vs Cuantía para aceros de grado 60 y 75

f'c	210	f'c	210	f'c	280	f'c	280
fy	4200	fy	5200	fy	4200	fy	5200
$\rho_b =$	0.0214	$\rho_b =$	0.0158	$\rho_b =$	0.0286	$\rho_b =$	0.0210
0.75 $\rho_b =$	0.0161	0.75 $\rho_b =$	0.0118	0.75 $\rho_b =$	0.0214	0.75 $\rho_b =$	0.0158
ρ	K_u	ρ	K	ρ	K	ρ	K
0.0161	49.2118	0.0118	45.791	0.0214	65.6157	0.0158	61.0540
0.0160	49.0614	0.0115	44.778	0.0212	65.1009	0.0155	60.2201
0.0150	46.6641	0.0110	43.207	0.0210	64.6272	0.0150	58.6621
0.0140	44.1776	0.0100	39.963	0.0200	62.2188	0.0140	55.4692
0.0130	41.6019	0.0090	36.582	0.0190	59.7435	0.0130	52.1738
0.0120	38.9370	0.0080	33.064	0.0180	57.2012	0.0120	48.7758
0.0110	36.1829	0.0070	29.410	0.0170	54.5921	0.0110	45.2752
0.0100	33.3396	0.0060	25.619	0.0160	51.9160	0.0100	41.6721
0.0090	30.4071	0.0050	21.691	0.0150	49.1731	0.0090	37.9664
0.0080	27.3853	0.0040	17.626	0.0140	46.3632	0.0080	34.1581
0.0070	24.2744	0.0030	13.425	0.0130	43.4864	0.0070	30.2473
0.0060	21.0743	0.0020	9.087	0.0120	40.5428	0.0060	26.2339
0.0050	17.7849			0.0110	37.5322	0.0050	22.1180
0.0040	14.4063			0.0100	34.4547	0.0040	17.8995
0.0030	10.9386			0.0090	31.3103	0.0030	13.5785
0.0020	7.3816			0.0080	28.0990	0.0020	9.1549
				0.0070	24.8208		
		$\rho_b =$	$\frac{0.85 f'_c \beta}{f_y} \frac{6117}{f_y + 6117}$	0.0060	21.4757		
				0.0050	18.0637		
				0.0040	14.5848		
		$\omega =$	$\rho f_y / f'_c$	0.0030	11.0389		
		$K\omega =$	$0.9 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$	0.0020	7.4262		

Flexo-compresión

Para el diseño de elementos sometidos a flexo-compresión se elaboran diagramas de interacción considerando la mayor resistencia del acero de grado 75, afectándola por los ϕ señalados en la norma E.060.

Luego se procede a verificar que ninguno de los valores de combinación de cargas calculado para la columna estudiada exceda el límite señalado por el diagrama de interacción.

Refuerzo de elementos estructurales en Perú

En el Perú, las varillas comerciales que se usan para refuerzo de vigas son #3 (\emptyset 3/8"), #4 (\emptyset 1/2"), #5 (\emptyset 5/8"), #6 (\emptyset 3/4") y #8 (\emptyset 1"). En Perú se fabrica y comercializa a pedido también barras # 11 (\emptyset 1 3/8").

En la siguiente tabla se muestra la relación usada para convertir el área de refuerzo, calculada en mm^2 , a barras de acero en barras comerciales.

Tabla 3-7: Equivalencia entre área de aceros

Rango del refuerzo calculado (mm^2)	Barras a usar	Área del refuerzo de las Barras usadas (mm^2)
0 a 142	2#3	142
142 a 258	2#4	258
258 a 329	2#4+1#3	329
329 a 387	3#4	387
387 a 400	2#5	400
400 a 458	2#4+1#5	458
458 a 529	2#5+1#4	529
529 a 600	3#5	600
600 a 658	2#5+2#4	658
658 a 697	2#6+1#4	697
697 a 768	2#6+1#5	768
768 a 852	3#6	852
852 a 968	2#6+2#5	968
968 a 1020	2#8	1020
1020 a 1136	4#6	1136
1136 a 1220	2#8+1#5	1220
1220 a 1304	2#8+1#6	1304
1304 a 1420	2#8+2#5	1420
1420 a 1588	2#8+2#6	1588
1588 a 1620	2#8+3#5	1620

Resultados del diseño

CASO 1: Diseño con acero grado 60 en vigas y columnas

Diseño de columnas

El diseño del refuerzo resultó con una cuantía $\rho=1\%$, que es la mínima establecida en la norma E-060. Se puede deducir que el diseño estuvo gobernado por consideraciones de rigidez producto de las dimensiones de las columnas necesarias para cumplir con una deriva de entrepiso máxima igual a 0.007 para pórticos de concreto armado según la E.030.

La Tabla 3-8 muestra los valores P-M en todas las combinaciones de carga de las columnas C1, C4 y C18; esquinera, lateral y central, respectivamente.

Tabla 3-8: Valores de todas las combinaciones de carga para 3 tipos de columna.

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			m	kN	kN-m	kN-m
Story1	C1	UD1:1.4D+1.7L	0	-1328	-19	-19
Story1	C1	UD2:1.25D+1.25L+EX Max	0	-708	-15.1	362
Story1	C1	UD3:1.25D+1.25L+EY Max	0	-720	361.6	-15.2
Story1	C1	UD4:0.9D+EX Max	0	-255	-7.7	369.4
Story1	C1	UD5:0.9D+EY Max	0	-268	369	-7.7
Story1	C4	UD1:1.4D+1.7L	0	-2108	0	-34.2
Story1	C4	UD2:1.25D+1.25L+EX Max	0	-1340	0	352.3
Story1	C4	UD3:1.25D+1.25L+EY Max	0	-1806	415.9	-28.8
Story1	C4	UD4:0.9D+EX Max	0	-578	0	366.2
Story1	C4	UD5:0.9D+EY Max	0	-1044	415.9	-14.8
Story1	C18	UD1:1.4D+1.7L	0	-3494	0	0
Story1	C18	UD2:1.25D+1.25L+EX Max	0	-2972	0	421.6
Story1	C18	UD3:1.25D+1.25L+EY Max	0	-2972	420.8	0
Story1	C18	UD4:0.9D+EX Max	0	-1646	0	421.6
Story1	C18	UD5:0.9D+EY Max	0	-1646	420.8	0

Con fines académicos se verificó el diseño de la columna de 75x75 cm con refuerzo equivalente a una cuantía $\rho = 0.6\%$ ($12 \text{ } \varnothing 3/4''$), comprobando que por resistencia este nivel de refuerzo es suficiente para resistir todas las combinaciones de carga de diseño, tal como se aprecia en la figura siguiente.

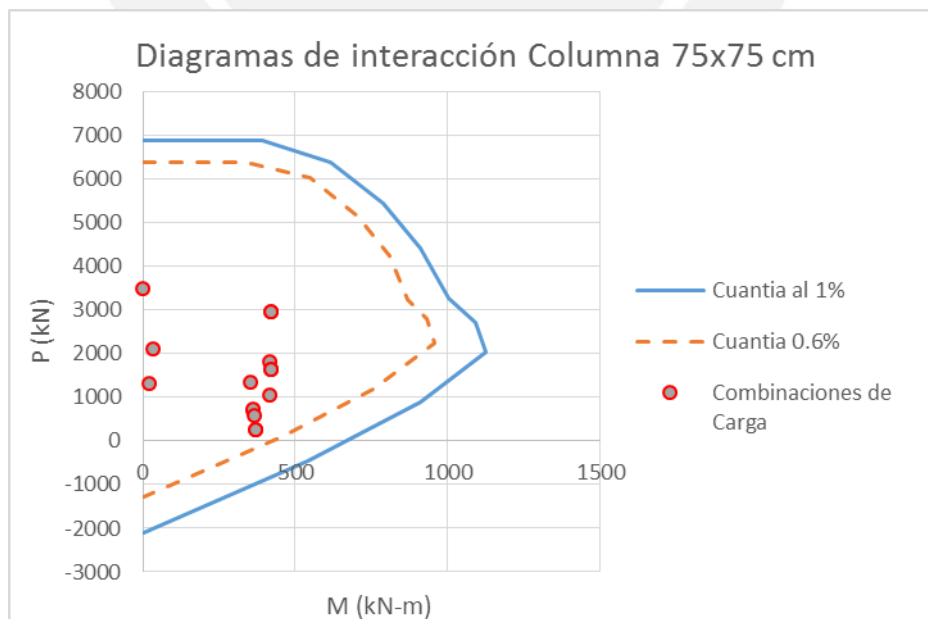


Figura 3-12: Diagramas de interacción columna 75x75 cm reforzada al 1% y 0.6%

Las secciones de las columnas resultantes, considerando barras de acero corrugado con diámetros comerciales, y reforzadas con la cuantía de 1% señalada en la norma E.060, se muestran en la siguiente figura.

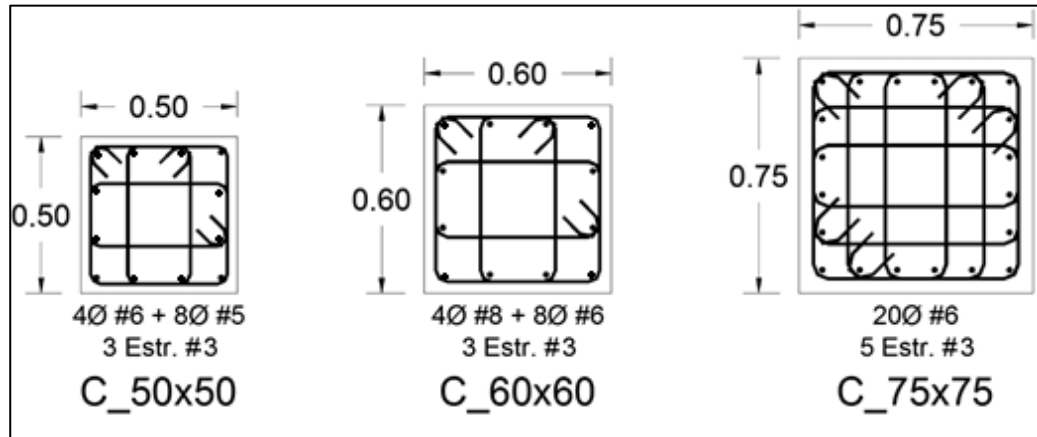


Figura 3-13: Secciones de columnas con acero de diámetros comerciales

Diseño de vigas por flexión

El diseño por flexión de una viga se efectúa en base al valor máximo de los momentos flectores para todas las combinaciones de carga.

El diseño por flexión tiene que garantizar un comportamiento dúctil del elemento para lo cual se verifica que el acero diseñado sea menor o igual al 75% del acero balanceado. De requerirse una cantidad de acero mayor se debe colocar acero en compresión.

Las fórmulas empleadas siguientes:

$$\phi Mn = \phi . As . fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \qquad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'c \cdot b}$$

Donde:

- Mn = Momento Nominal
- As = Acero Requerido
- fy = Esfuerzo de Fluencia del acero
- d = Peralte efectivo
- a = Profundidad del bloque equivalente de compresiones
- b = Ancho de la sección
- ϕ = Factor de reducción

El diseño en flexión de vigas cuando estas tienen responsabilidades ante cargas sísmicas deben cumplir con lo estipulado en el capítulo 21 “Disposiciones

especiales para el diseño sísmico” de la norma E.060 y, para el caso, con el capítulo 21.5 “Requisitos para las vigas de los edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo II”. En este mismo capítulo se encuentran los requisitos adicionales para el caso de refuerzo transversal de confinamiento y resistencia a corte.

Diseño de vigas por cortante

En el diseño por cortante (ϕV_n) se utilizan las fórmulas utilizadas en el diseño son las siguientes:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Dónde:

- V_n = Resistencia Nominal a Corte
- V_c = Resistencia por aporte de concreto
- V_s = Resistencia por aporte del acero
- ϕ = Factor de reducción

La contribución del concreto se evalúa con la expresión siguiente:

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

La contribución del acero, en el caso de uso de estribos perpendiculares al eje del elemento se tiene:

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

- s = Espaciamiento de estribos
- A_v = Área de estribos al hacer un corte en el eje horizontal

Los cálculos se efectúan en una sección ubicada a “d” de la cara de apoyo.

La resistencia cortante, ϕV_n no debe ser mayor que:

$$\phi V_n = \phi (2.63 \sqrt{f'_c} b.d)$$

Por lo general en zonas sísmicas el diseño por cortante está gobernado por los requisitos de confinamiento en las zonas donde se requiere dar ductilidad al elemento estructural, y que se especifica en el Capítulo 21 de la norma E.060 Concreto Armado.

Diseño Resultante

El diseño para columnas resultó ser 1% en todas las columnas, desde el primer al último piso. El diseño a flexión en las vigas la Figura 3-16 muestra la planta del tercer nivel con las áreas de refuerzo longitudinal positivo y negativo de las vigas, en mm², en los extremos y en el centro del tramo. La Figura 3-17 y Figura 3-18 muestran el diseño a flexión con barras de refuerzo comercial para los pórticos 1 y 4 respectivamente.

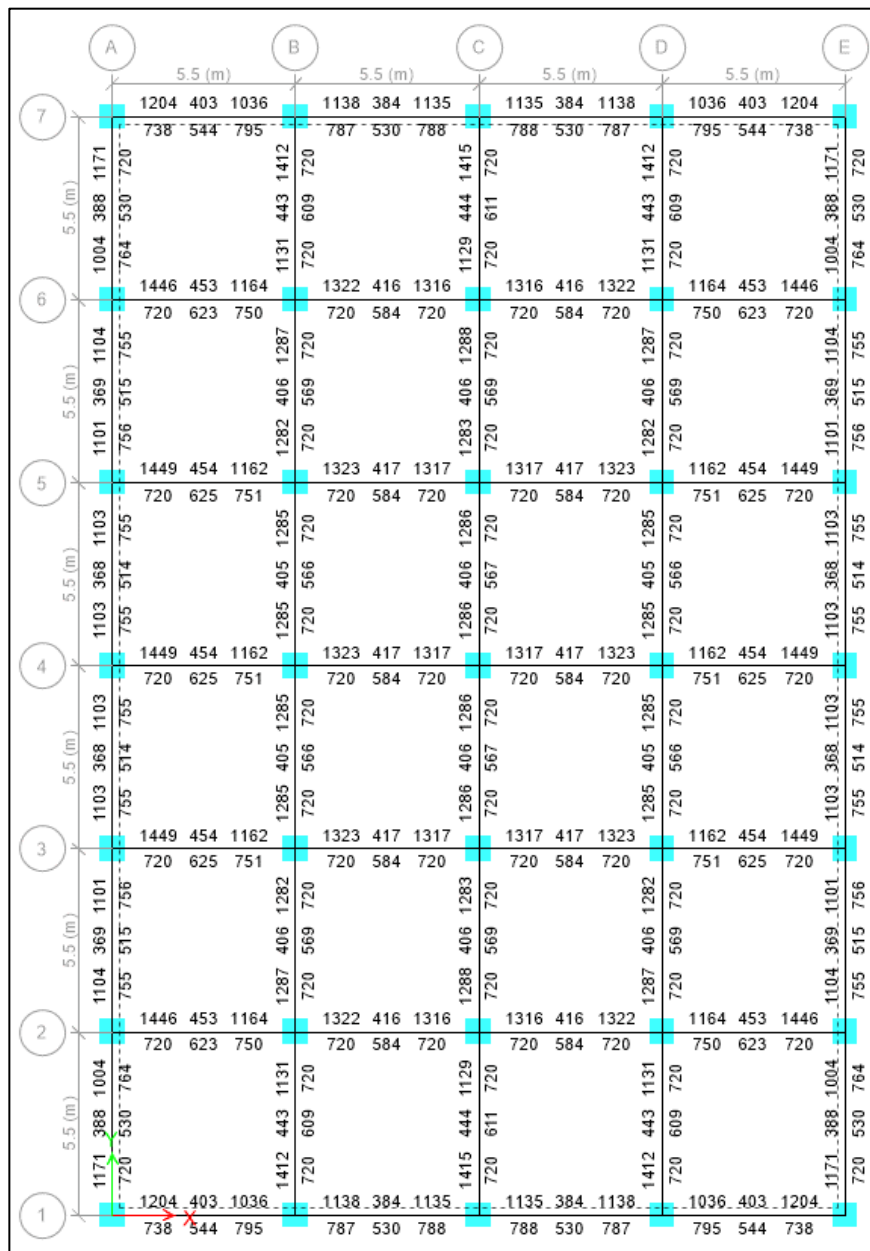


Figura 3-14: Aceros de refuerzo grado 60 (mm²) en vigas del nivel 3 (planta)

	A		B		C		D		E	
	5.5 (m)		5.5 (m)		5.5 (m)		5.5 (m)		5.5 (m)	
nivel 8	2#5 2#4	3#4 2#4	2#3 2#4	3#4 2#4	2#3 2#4	3#4 2#4	2#3 2#4	3#4 2#4	2#3 2#4	2#5 2#4
nivel 7	2#6+1#4 2#4+1#5	2#4 3#4	2#5+2#4 2#4+1#5	2#4 2#5	2#5+2#4 2#4+1#5	2#4 2#5	2#5+2#4 2#4+1#5	2#4 2#5	2#4 2#5	2#6+1#4 2#4+1#5
nivel 6	3#6 3#5	2#4+1#3 2#6+1#4	2#4 2#4	2#6+1#5 2#6+1#5	2#4 2#4	2#6+1#5 2#6+1#5	2#4 2#4	2#6+1#5 2#6+1#5	2#4+1#3 3#4	3#6 3#5
nivel 5	2#6+2#5 3#5	2#4+1#3 2#6+1#4	2#4 2#4	2#4+1#3 2#6+1#5	2#4 2#4	2#4+1#3 2#6+1#5	2#4 2#4	2#4+1#3 2#6+1#5	2#4+1#3 3#4	2#6+2#5 3#5
nivel 4	2#8+1#5 2#6+1#5	3#4 2#6+1#5	2#6+2#5 2#6+1#5	4#6 2#6+1#5	3#4 2#6+1#5	4#6 2#6+1#5	3#4 2#6+1#5	4#6 2#6+1#5	2#8+1#5 2#6+1#5	2#8+1#5 2#6+1#5
nivel 3	2#8+1#5 2#6+1#5	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 2#6+1#5
nivel 2	2#8+1#6 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#6 2#6+1#5
nivel 1	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 3#6	2#4+1#5 3#6	2#8+1#5 2#6+1#5

Figura 3-15: Barras de refuerzo grado 60 en las vigas del Pórtico eje 1

Figura 3-16: Barras de refuerzo grado 60 en las vigas del Pórtico eje 4

CASO 2: Diseño de vigas con acero grado 60 y columnas con aceros grado 75

No se requiere mostrar ningún diseño adicional en las columnas pues al tener mayor capacidad por usar aceros grado 75 siempre estarán reforzadas con cuantía mínima de 1%. Las diferencias con el caso 1 se notarán cuando se efectúe el análisis estático no lineal mediante el método pushover.

CASO 3: Diseño con acero grado 75 en vigas y columnas

Similarmente al caso 2 las columnas no necesitan un diseño adicional. En el diseño a flexión de las vigas la Figura 3-19 muestra como ejemplo la planta del tercer nivel con las áreas de refuerzo longitudinal positivo y negativo en mm². Por la simétrica solo se muestra la mitad de la planta.

En las figuras siguientes 3-20 y 3-21 muestra el mismo diseño empleando barras comerciales en los pórticos 1 y 4 respectivamente.

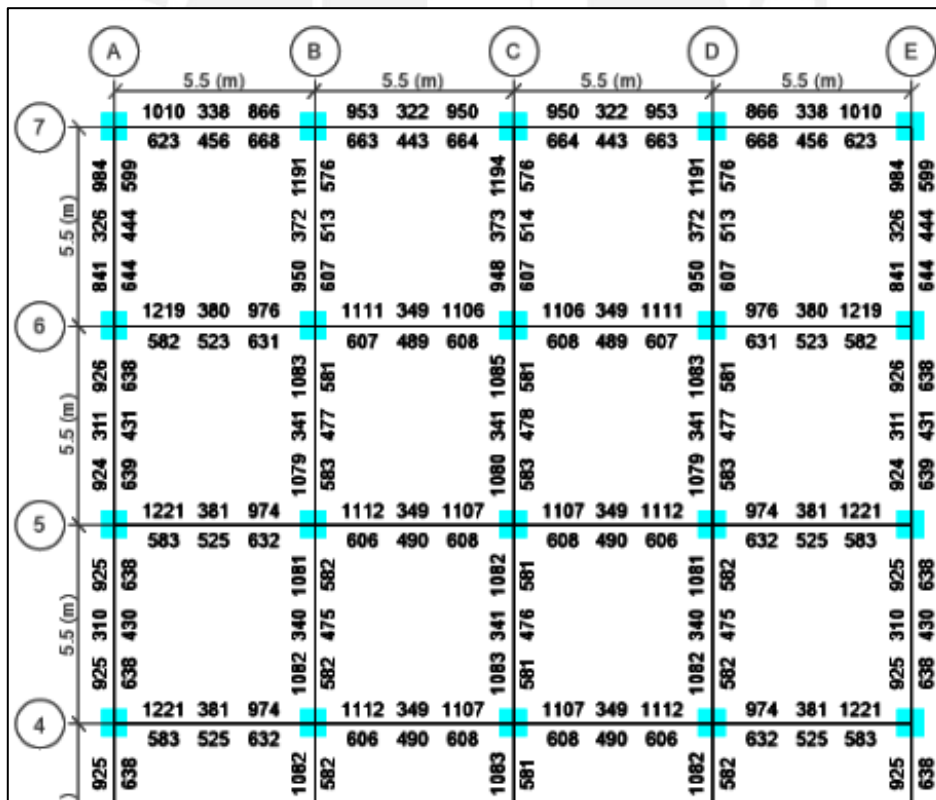


Figura 3-17: Aceros de refuerzo grado 75 (mm²) en vigas del nivel 3 (planta)

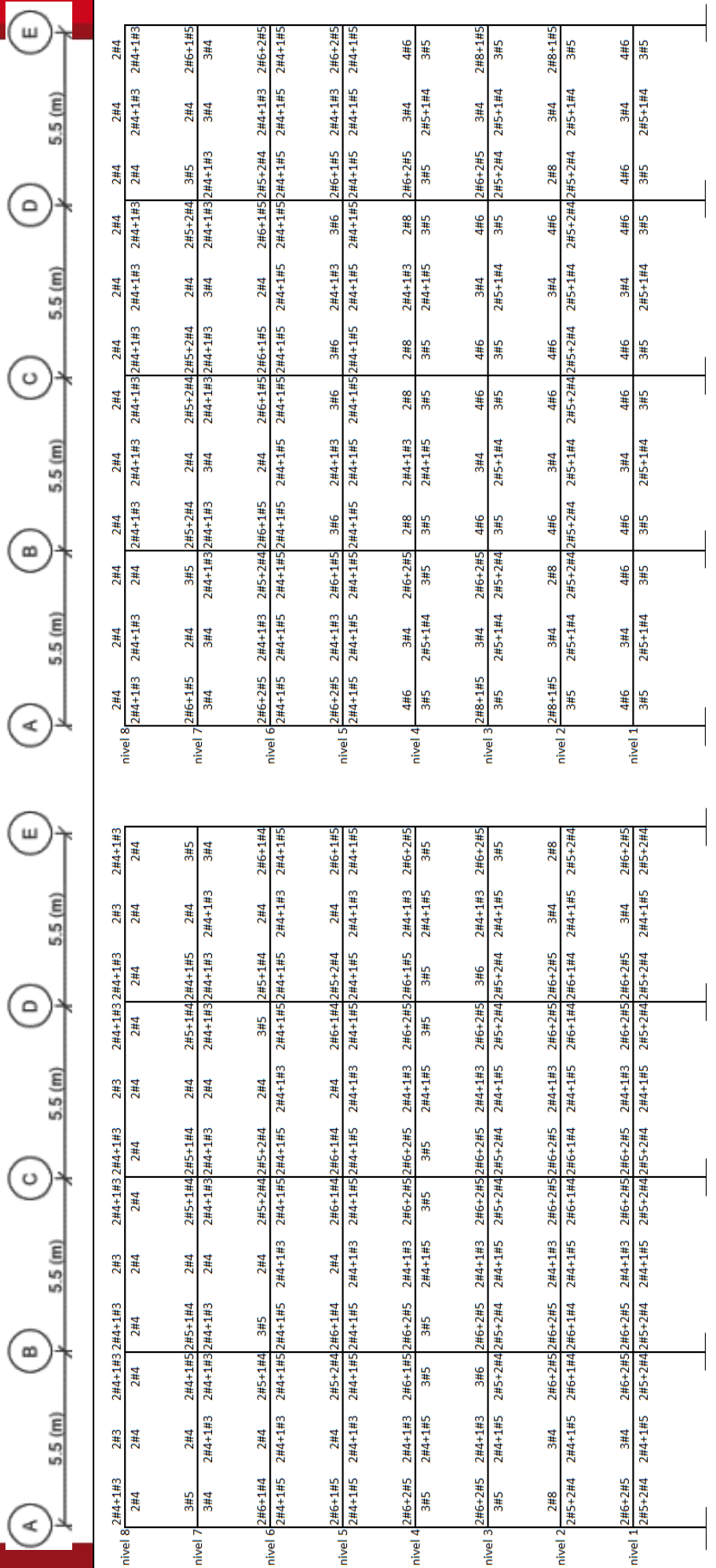


Figura 3-19: Barras de refuerzo grado 75 en las vigas del Pórtico eje 4

Figura 3-18: Barras de refuerzo grado 75 en las vigas del Pórtico eje 1

Control de fisuración y deflexiones

En este apartado se evalúa el impacto en la fisuración y las deflexiones cuando se diseña con aceros grado 75 en vez de aceros grado 60.

Para esta evaluación comparativa se escogió el tramo de la viga entre los ejes A y B del 7^{mo} nivel en el pórtico 4, cuya sección es de 25 x 50 cm. Los resultados de momento flector y diseño para ambos tipos de acero fueron mostrados en ítems anteriores, siendo en resumen los siguientes:

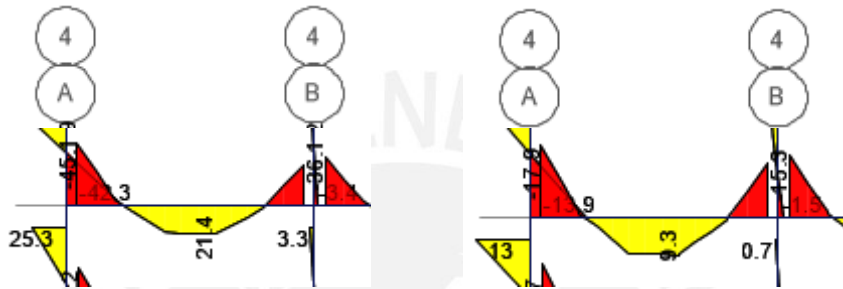
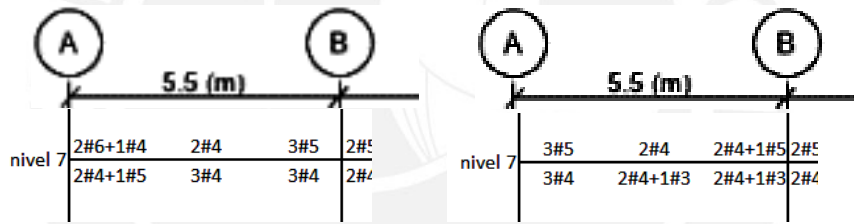


Figura 3-20 DMF para CM y CV, en kN-m, en la viga del nivel 1, entre los ejes A y B



(a) Diseño con acero grado 60

(b) Diseño con acero grado 75

Figura 3-21 Diseño con aceros grado 60 y grado 75 en viga nivel 7, entre ejes A y B

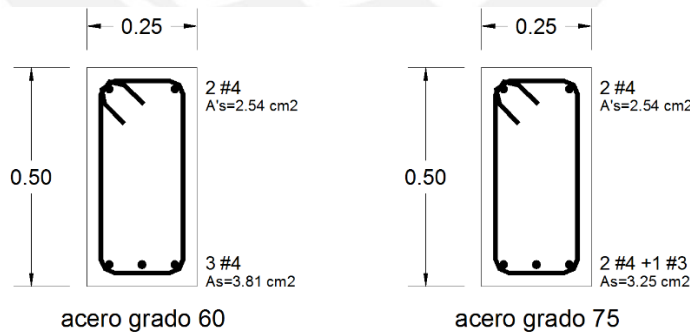


Figura 3-22 Diseño de la sección central de la viga del nivel 1, entre ejes A y B

Control de la Fisuración

El parámetro que influye en mayor medida en el cálculo del ancho de las fisuras es la tensión de tracción “ f_s ” del acero de refuerzo, tal como se deduce de la siguiente

fórmula: $W_{max} = 0.0108 \beta f_s^3 \sqrt{d_c A} \times 10^{-3} (mm)$.

El acero de refuerzo en tracción para la viga estudiada tiene la misma fuerza de tracción para los diseños con acero grado 60 y grado 75. Para los diseños con aceros grado 75 el área de refuerzo es menor que los diseños con acero grado 60, y por tanto tendrá un mayor valor de f_s . Esto implica que se tendrá un mayor ancho de fisuras en los diseños con aceros grado 75.

A continuación se efectúa el cálculo de la fisuración, de ambos tipos de diseño, para la viga del ejemplo:

Datos comunes

$$\begin{aligned}
 M_{CM} &= 21.4 \text{ kN-m} & n &= E_s / E_c = 9.29 \approx 9 \\
 M_{CV} &= 9.3 \text{ kN-m} & f_r &= 0.62 \sqrt{f'_c} = 2.84 \text{ MPa} \\
 M_{SERV} &= 30.7 \text{ kN-m} & b &= 25 \text{ cm} \\
 f'_c &= 21 \text{ MPa} & h &= 50 \text{ cm} \\
 E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} = 21\,538 \text{ MPa} & E_s &= 200\,000 \text{ Mpa} \\
 d' = y &= 5.6 \text{ cm} & d &= 44.4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \text{Momento de fisuración} = (f_r I_g) / y_c.$$

En el cuadro siguiente se calculan los valores de I_G y M_{CR} . Se aprecia que para ambos casos M_{CR} es mayor que M_{SERV} indicando que la sección no se fisura. Se nota también que M_{CR} para ambos casos son similares (diferencia menor a 1%).

Acero de refuerzo	A's (cm ²)	As (cm ²)	(n-1)A's (cm ²)	(n-1)As (cm ²)	Y x A (cm ²)	A (cm ²)	Y _c (cm)	I _G (cm ⁴)	M _{CR} (kN-m)
Grado 60	2.54	3.81	20.32	30.48	32323	1301	24.85	279506	31.95
Grado 75	2.54	3.25	20.32	26.00	32298	1296	24.91	277840	31.67
Sin refuerzo					31250	1250	25.00	260417	29.58

En el cuadro se aprecia que los valores de M_{CR} son mayores que M_{SERV} , lo cual indica que la sección no se fisura. También se observa que ambos valores de M_{CR} son similares (diferencia menor a 1%).

Cálculo del centroide y tensión del acero en una sección fisurada

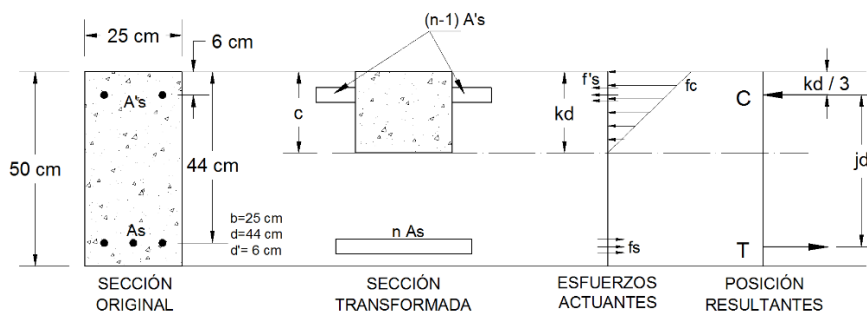


Figura 3-23 Planteamiento para deducir el eje neutro en una sección fisurada

Cálculo de la posición del centroide en la sección fisurada:

Elemento	Area (cm ²)	Yc (cm)	A x Yc (cm ⁴)
Concreto	b c	c/2	12.5 c ²
A's	8 A's	(c-6)	(8 A's c - 48 A's)
As	9 As	(c-44)	(9 As c - 396 As)
		Σ =	12.5 c ² + (8 A's + 9 As) c - (48 A's + 396 As)

Por definición $\Sigma = 0$

$$\text{Luego, } c = kd = \frac{-(8 A's + 9 As) + \sqrt{(8 A's + 9 As)^2 + 50 (48 A's + 396 As)}}{25}$$

Con $c = kd$, se calcula j_d y f_s , donde: $j_d = d - c/3$ y $f_s = M_{SERV} / (A_s \cdot j_d)$

Acero	As (mm ²)	Ms (N- mm)	b (mm)	c = kd (mm)	j _d (mm)	f _s (MPa)
Grado 60	381	30700000	250	94	409	197
Grado 75	325	30700000	250	88	411	230

Se procede a calcular el ancho máximo de fisura, W_{max} (mm).

Acero	f _s (MPa)	h ₁ (mm)	h ₂ (mm)	β=h ₂ /h ₁ (mm)	d _c (mm)	A _{ct} (mm ²)	Z (N/mm)	w _{max} (mm)
Grado 60	197	346	406	1.17	60	1000	7712	0.10
Grado 75	230	352	412	1.17	60	1172	9494	0.12

Los resultados evidencian que la sección diseñada con aceros grado 75 tienen un ancho de fisura mayor en 20% que las fisuras de la misma sección diseñada con aceros grado 60.

Control de deflexiones

La fórmula general para calcular deflexiones es: $\Delta_{max} = \alpha \frac{ML^2}{EI}$

Dónde: Δ_{max} es la deflexión instantánea.

α coeficiente dependiente de las cargas y restricción de apoyos

En elementos en concreto armado para el cálculo de la deflexión se considera $E = E_c$ (módulo de elasticidad del concreto), e $I = I_e$, con lo cual la fórmula queda

transformada en: $\Delta_{max} = \alpha \frac{ML^2}{E_c I_e}$

I_e se define como:

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

Donde: M_{CR} es el momento de fisuración $= (f_r I_g) / y_c$

M_A es el momento para la carga en servicio en evaluación

Cuando la viga no está fisurada ($M_{CR} > M_A$) se considera $I_e = I_g$.

El momento de inercia efectivo I_e no es constante sin embargo, para el cálculo de la deflexión, se considera constante en toda la longitud de la viga como un promedio que depende de la configuración estructural. En Perú este promedio se calcula aplicando lo tipificado en el ítem 9.6.2.4 de la norma E.060.

Respecto a la deflexión diferida o adicional originada por cargas sostenidas en el tiempo tales como la carga muerta y la carga viva permanentemente en un lapso determinado, esta se obtiene multiplicando la deflexión instantánea por el factor $\lambda\Delta$

cuya fórmula es: $\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$, donde:

$\lambda\Delta$ factor que afecta a las cargas sostenidas

ξ factor que depende del tiempo de las cargas sostenidas

ρ' cuantía del acero en compresión

Para el caso estudiado en la presente tesis, los valores de la deflexión instantánea Δ_{max} calculada una viga diseñada con aceros grado 60 y con acero grado 75 pueden diferir solamente en el valor de I_e . Los otros valores de la fórmula que calcula Δ_{max} son iguales para ambos casos.

En el mismo sentido, el cálculo de I_e en secciones diseñadas con aceros grado 60 y grado 75 pueden diferir con el valor de I_{CR} como principal variable. La variación entre ambos diseños respecto a I_g y M_{CR} es mínima como ya se ha visto líneas arriba y se pueden asumir sin pérdida de precisión que en ambos casos son iguales, lo mismo que M_A .

Respecto a la deflexión diferida, considerando que 20% es el máximo ahorro que se puede tener en la cuantía en compresión la variación del factor $\lambda\Delta$ entre ambos diseños no supera de 2%, concluyéndose que el tipo de acero no influye en el cálculo de la deflexión diferida, tal como se puede apreciar en el siguiente cálculo:

Para $\xi = 2.0$

Si $\rho' = 0.002$ (diseño con acero grado 75), $\lambda\Delta = 1.82$

Si $\rho' = 0.0025$ (diseño con acero grado 60), $\lambda\Delta = 1.78$

A continuación se procede con el cálculo de la deflexión instantánea en ambos diseños a fin de evaluar la variación entre ellos:

Siguiendo el mismo procedimiento para el cálculo de la fisuración se obtiene “c” y con este se calcula el momento de inercia de la sección fisurada, I_{cr} , el cual se muestra en el cuadro siguiente:

Acero	$A's$ (cm^2)	A_s (cm^2)	$c = kd$ (cm)	jd (cm)	I_{conc} (cm^4)	$I_{A's}$ (cm^4)	I_{As} (cm^4)	I_{CR} (cm^4)
Grado 60	2.54	3.81	9.44	40.9	7020	30	4550	11599
Grado 75	2.54	3.25	8.82	41.1	5713	20	4023	9756

Se continúa con el cálculo de I_g y M_{CR} lo cual ya se ha efectuado cuando se verificó la fisuración. Se toman los valores de la sección bruta sin reforzar debido a la mínima variación que produce el tipo de acero.

$$I_g = 260417 \text{ cm}^4$$

$$M_{CR} = 29.58 \text{ kN-m}$$

$$M_A = M_{SERV} = 30.7 \text{ kN-m}$$

$$(M_{CR} / M_A)^3 = 0.8945$$

luego se procede a calcular la inercia efectiva, I_e .

Acero	I_g (cm^4)	I_{CR} (cm^4)	$(M_{CR} / M_A)^3$	I_e (cm^4)
Grado 60	260417	11599	0.8945	234167
Grado 75	260417	9756	0.8945	233972

Con los resultados obtenidos para la inercia efectiva son practicamente los mismos para los diseños con aceros grado 60 y grado 75, con lo cual se puede concluir que la variación en el esfuerzo de fluencia f_y no hace variar las deflexiones instantáneas y diferidas.

CAPITULO 4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL o PUSHOVER

En el presente capítulo se desarrollan los conceptos de ductilidad de materiales, de sección, de elementos estructurales y de la estructura, los cuales se basan en diagramas de esfuerzo-deformación que representan el comportamiento de materiales, diagramas momento-curvatura y momento-rotación que representan el comportamiento en elementos estructurales, y las curvas de capacidad que representa el comportamiento de la estructura.

El análisis no lineal o Pushover se efectuó para la estructura analizada y diseñada con los 3 tipos de refuerzo calculados en el capítulo anterior.

Debido a que la estructura es simétrica en ambas direcciones se desarrolló el análisis no lineal solamente en la dirección X, que es la que tiene menor longitud y donde se presenta ligeramente una mayor deriva de entrepiso.

En el modelamiento para simular el comportamiento no lineal de la estructura estudiada se consideraron zonas con posible formación de rótulas plásticas en los extremos de todos los elementos y al centro de las vigas.

Las cargas para el Pushover se aplicaron en dos etapas: primero una carga de gravedad equivalente al 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva, luego la aplicación de una aceleración incremental al pie de la estructura, en la dirección $-X$, con el fin de simular fuerzas inerciales laterales.

El punto de monitoreo para el análisis Pushover se seleccionó al centro de masa de la azotea, ubicada en el nivel 8 de la intersección de los ejes 4 y C. El monitoreo o control se efectuó al desplazamiento lateral de dicho punto.

4.1. CONCEPTOS DE DUCTILIDAD

La definición básica de ductilidad es la capacidad de la estructura para tener deformaciones plásticas más allá del límite de fluencia, sin pérdida de resistencia asociada a la falla.

Existen diversos tipos de ductilidad, Gioncu identificó 4 tipos [9].

- La ductilidad del material o ductilidad axial, caracterizada por la deformación plástica del material.

- Ductilidad de sección transversal o ductilidad de curvatura, que es referida a la deformación plástica de una sección transversal considerando la interacción entre las partes que la componen.
- La ductilidad de miembro o ductilidad de rotación, cuando las propiedades del miembro estructural están consideradas.
- La ductilidad de la estructura o ductilidad de desplazamiento cuando están considerado el comportamiento de toda la estructura.

En la figura 4-1 tomada de la referencia [9] se muestran los diferentes tipos de ductilidad con la definición y un esquema de representación.

Ductility types	Schematic representation	Definition
Material (axial) ductility		$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Cross-section (curvature) ductility		$\mu_x = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Member (rotation) ductility		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Structure (displacement) ductility		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Figura 4-1. Tipos de ductilidad

En las fórmulas de la definición de la ductilidad de la figura anterior, el subíndice “u” está referida a la deformación de colapso (deformación unitaria, curvatura, rotación o desplazamiento), mientras que el subíndice “y” se refiere a la deformación de la primera fluencia.

La ductilidad de estructura se calcula a partir de la curva de capacidad la cual se calcula mediante el análisis estático no lineal (Pushover) o dinámico no lineal (tiempo-historia), diferencia que se puede apreciar en la figura siguiente:

Method	Structure actions	Loading system	Structure response	Required ductility
Push-over				
Time-history				

Figura 4-2: Análisis Pushover y tiempo-historia

4.2. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES

Curvas esfuerzo-deformación para los aceros

Empleamos la curva esfuerzo-deformación siguiendo el modelo de Park estudiado en el capítulo 2 de la presente tesis.

Para los aceros de grado 60, las características son las siguientes:

Esfuerzo de fluencia mínimo, $f_y = 420 \text{ MPa}$ (tabla 2, ASTM A615)

Esfuerzo de rotura último, $f_u = 620 \text{ MPa}$ (tabla 2, ASTM A615)

Deformación inicio endurecimiento, $\epsilon_{sh} = 0.0091$ (tabla 2.1, Cap.2)

Capacidad de deformación última, $\epsilon_{su} = 0.08$ (tabla 2, ASTM A615)

A continuación la curva esfuerzo-deformación para el acero grado 60.

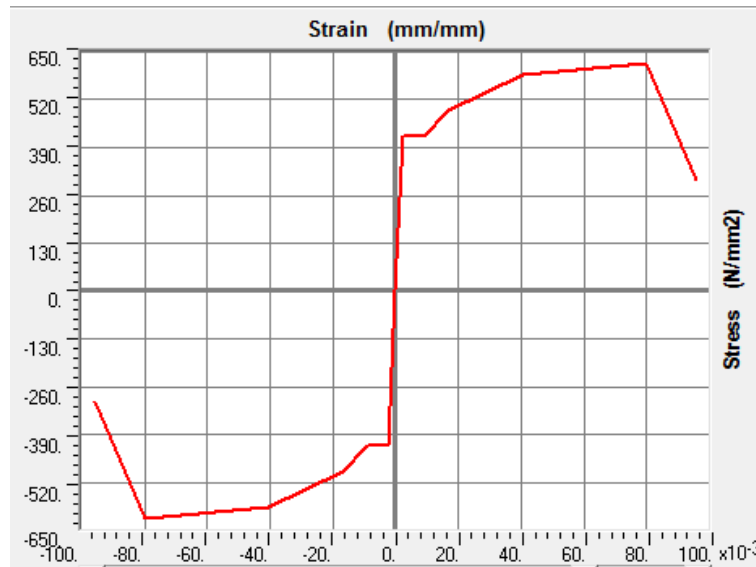


Figura 4-3: Curva Esfuerzo-deformación aceros grado 60 – Modelo Park

Para los aceros de grado 75, las características son las siguientes:

Esfuerzo de fluencia, $f_y = 520 \text{ MPa}$ (tabla 2, ASTM A615)

Esfuerzo de rotura último, $f_u = 690 \text{ MPa}$ (tabla 2, ASTM A615)

Deformación inicio endurecimiento, $\epsilon_{sh} = 0.0078$ (tabla 2.1, Cap.2)

Capacidad de deformación última, $\epsilon_{su}, 0.07$ (tabla 2, ASTM A615)

A continuación la curva esfuerzo-deformación para el acero grado 75.

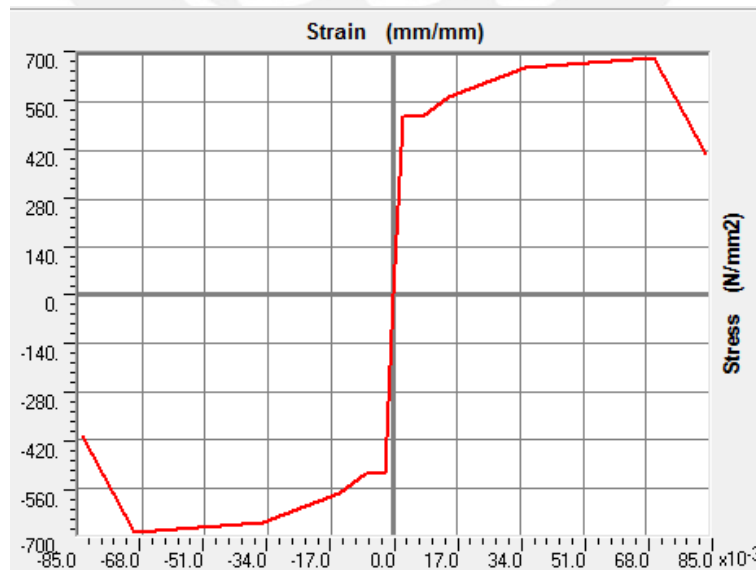


Figura 4-4: Curva esfuerzo-deformación para aceros grado 75 – Modelo Park

Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto

La resistencia del concreto aumenta considerablemente cuando los esfuerzos a los que se somete el concreto son triaxiales respecto a esfuerzos biaxiales. La deformación de agotamiento del concreto también aumenta en dichos casos. Los esfuerzos triaxiales se obtienen cuando el concreto está confinado o restringido a deformaciones laterales.

En general las curvas de esfuerzo-deformación del concreto se han estudiado para concretos no confinados y confinados. Entre los modelos más utilizados para caracterizar estas curvas esfuerzo-deformación en concretos no confinados está el modelo de Hognestad, y para concretos confinados Mander o Kent y Park.

En relación a otros parámetros del concreto, el módulo de elasticidad E_c es igual a $4700 \sqrt{f'_c}$, en MPa; el módulo de Poisson μ entre 0.15 y 0.30; el módulo de corte se calcula con la siguiente fórmula: $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$

En la presente tesis un solo tipo de curva para el concreto, para todos los casos estudiados, utilizándose el modelo de Mander con concreto $f'_c=21$ MPa, módulo de Poisson igual a 0.20, estribos de $\varnothing 3/8"$ a cada 0.10 m.

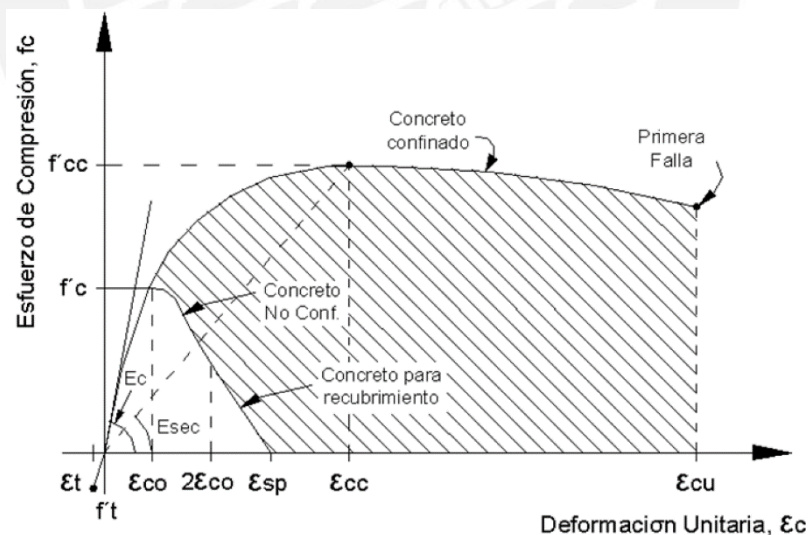


Figura 4-5: Modelo de Mander para concretos confinados

4.3. DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA (M- ϕ)

Se construyen empleando las curvas esfuerzo-deformación del acero y del concreto, las dimensiones de la sección de concreto, la cantidad y ubicación del acero de refuerzo, y la carga axial en el caso de columnas.

El diagrama momento-curvatura ($M-\phi$) es prácticamente lineal hasta que se presenta la primera fluencia del acero. Luego la curva decae conforme se aumenta la curvatura de la sección.

El $M-\phi$ se relaciona con la formación de rótulas plásticas las cuales son utilizadas en el análisis no lineal de las estructuras. En la figura siguiente, adaptada de la referencia [10], se explica el procedimiento para calcular los diagramas momento curvatura, $M-\phi$.

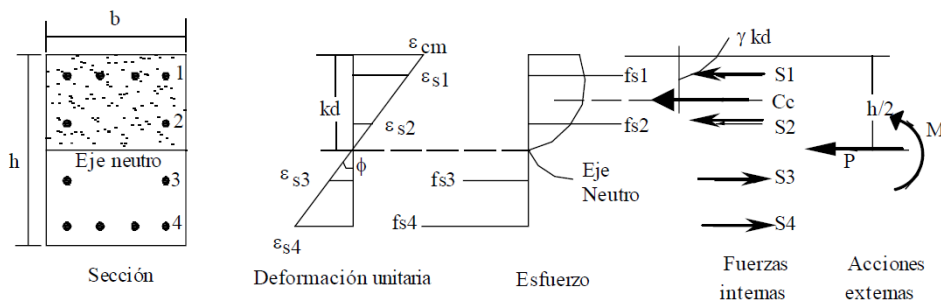


Figura 4-6: Determinación de un punto del diagrama momento-curvatura en una sección

Diagramas Momento-Curvatura en columnas

En la presente tesis la carga axial de las columnas para el cálculo de las curvas momento-curvatura se estableció en 100% CM y 25% CV. Los valores de carga axial en columnas se muestran en el cuadro siguiente:

Tabla 4-1: Valores de carga axial en columnas, con 100% CM + 25% CV, en kN

nivel	sección	esquina	intermedia	central
8	C_50x50	-70	-115	-199
7	C_50x50	-151	-246	-419
6	C_60x60	-245	-394	-659
5	C_60x60	-339	-541	-898
4	C_75x75	-456	-714	-1164
3	C_75x75	-572	-886	-1430
2	C_75x75	-686	-1056	-1696
1	C_75x75	-809	-1236	-1975

A continuación se muestran curvas $M-\phi$ calculadas para columnas 75x75 con 20 Ø ¾". Los resultados muestran que las curvas $M-\phi$ conforme aumenta la fuerza axial tienen mayor resistencia inicial pero menor ductilidad, y que para el caso de un mismo nivel de carga los aceros con mayor grado tienen mayor resistencia pero menor ductilidad.

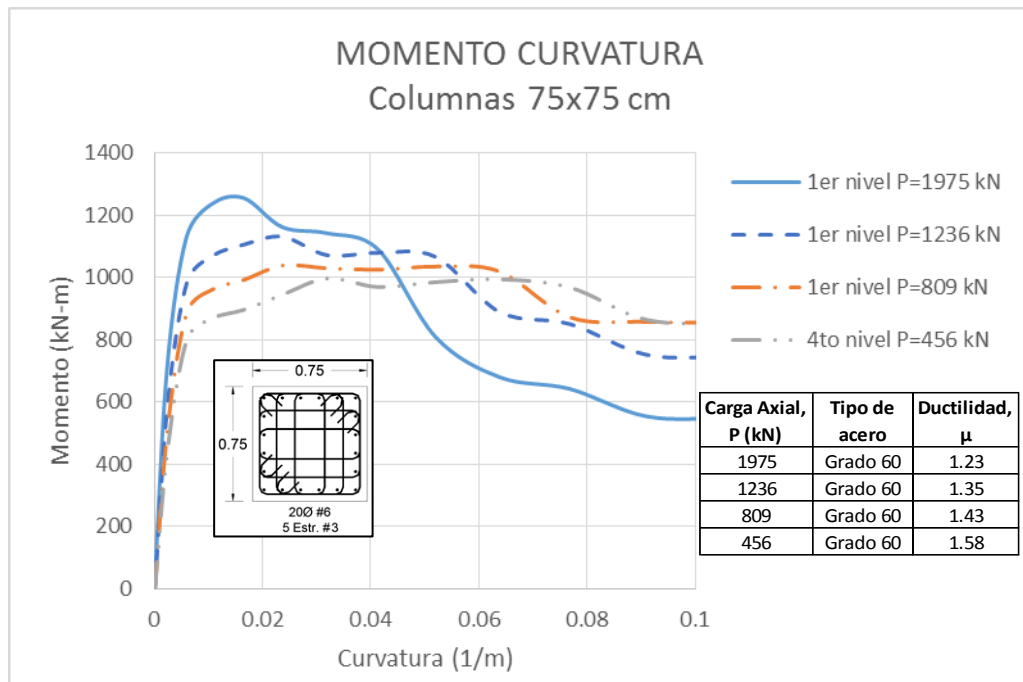


Figura 4-7: Curvas M- ϕ en columnas 75x75, para diferentes niveles de carga, grado 60

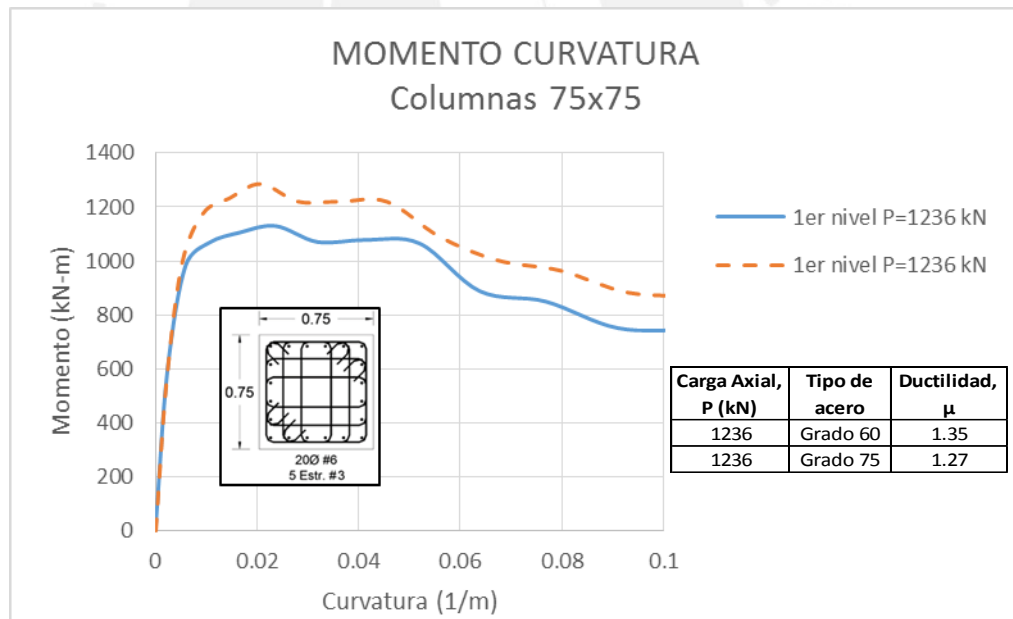


Figura 4-8: Curvas M- ϕ en columnas 75x75, con P=1236 kN, reforzadas con ambos aceros

Diagramas Momento-Curvatura (M- ϕ) en vigas

Metodológicamente se agruparon y numeraron secciones con igual refuerzo identificándose 46 secciones reforzadas con aceros grado 60 y 39 secciones reforzadas con aceros grado 75. Para cada una de estas secciones se calcularon las

curvas M-Ø que se utilizaron en el análisis Pushover. En el cuadro siguiente se muestra el resumen señalado

Tabla 4-2: Refuerzo de secciones con posible formación de rótulas plásticas

N° HINGE Grado 60	Section	Refuerzo Bot	Refuerzo Top
		As	A's
1	V_25x50	2#4	2#3
2	V_25x50	2#4	2#5
3	V_25x50	2#4	3#4
4	V_25x50	2#4+1#3	2#4+1#5
5	V_25x50	2#4+1#5	2#4
6	V_25x50	2#4+1#5	2#6+2#5
7	V_25x50	2#5+1#4	2#4+1#3
8	V_25x50	3#4	2#4
9	V_25x50	3#4	2#5+1#4
10	V_25x50	3#4	2#6+1#4
11	V_25x50	3#4	3#5
12	V_25x50	3#4	3#6
13	V_30x50	2#4+1#3	2#4
14	V_30x50	2#4+1#5	2#5+2#4
15	V_30x50	2#4+1#5	2#6+1#4
16	V_30x50	2#5	2#5+2#4
17	V_30x50	3#4	2#4
18	V_30x50	3#4	3#5
19	V_30x60	2#5	2#4+1#3
20	V_30x60	2#5+1#4	2#4+1#3
21	V_30x60	2#5+1#4	3#6
22	V_30x60	3#4	2#4
23	V_30x60	3#4	2#4+1#3
24	V_30x60	3#5	2#6+1#4
25	V_30x60	3#5	2#6+1#5
26	V_30x60	3#5	2#6+2#5
27	V_30x60	3#5	2#8+1#5
28	V_30x60	3#5	3#4
29	V_30x60	3#5	3#6
30	V_30x60	3#5	4#6
31	V_40x60	2#5+1#4	3#4
32	V_40x60	2#5+2#4	2#4+1#5
33	V_40x60	2#5+2#4	2#5+1#4
34	V_40x60	2#6+1#5	2#6+2#5
35	V_40x60	2#6+1#5	2#8+1#5
36	V_40x60	2#6+1#5	2#8+1#6
37	V_40x60	2#6+1#5	2#8+2#5
38	V_40x60	2#6+1#5	2#8+2#6
39	V_40x60	2#6+1#5	4#6
40	V_40x60	3#5	2#4+1#5
41	V_40x60	3#5	2#5
42	V_40x60	3#5	3#4
43	V_40x60	3#6	2#8+1#5
44	V_40x60	3#6	2#8+1#6
45	V_40x60	3#6	2#8+2#5
46	V_40x60	3#6	4#6

N° HINGE Grado 75	Section	Refuerzo Bot	Refuerzo Top
		As	A's
1	V_25x50	2#4	2#3
2	V_25x50	2#4	2#4+1#3
3	V_25x50	2#4	3#4
4	V_25x50	2#4+1#3	2#3
5	V_25x50	2#4+1#3	2#4
6	V_25x50	2#4+1#3	2#4+1#5
7	V_25x50	2#4+1#3	2#5+1#4
8	V_25x50	2#4+1#3	2#5+2#4
9	V_25x50	2#4+1#3	3#5
10	V_25x50	3#4	2#4
11	V_25x50	3#4	2#6+1#5
12	V_30x50	2#4	2#4
13	V_30x50	2#4+1#3	2#4
14	V_30x50	2#4+1#3	2#4+1#5
15	V_30x50	2#4+1#3	2#5+1#4
16	V_30x50	3#4	3#5
17	V_30x60	2#4+1#3	2#4
18	V_30x60	2#4+1#5	2#4
19	V_30x60	2#4+1#5	2#4+1#3
20	V_30x60	2#4+1#5	2#5+1#4
21	V_30x60	2#4+1#5	2#5+2#4
22	V_30x60	2#4+1#5	2#6+1#4
23	V_30x60	2#4+1#5	2#6+1#5
24	V_30x60	2#4+1#5	2#6+2#5
25	V_30x60	2#4+1#5	3#5
26	V_30x60	2#4+1#5	3#6
27	V_40x60	2#4+1#5	2#4+1#3
28	V_40x60	2#4+1#5	3#4
29	V_40x60	2#5+1#4	3#4
30	V_40x60	2#5+2#4	2#6+2#5
31	V_40x60	2#5+2#4	2#8
32	V_40x60	2#5+2#4	3#6
33	V_40x60	2#5+2#4	4#6
34	V_40x60	2#6+1#4	2#6+2#5
35	V_40x60	3#5	2#6+1#5
36	V_40x60	3#5	2#6+2#5
37	V_40x60	3#5	2#8
38	V_40x60	3#5	2#8+1#5
39	V_40x60	3#5	4#6

En la figura siguiente se muestran cuatro curvas Momento-Curvatura $M-\phi$ reforzadas con aceros grado 60 y 75. Para los cuatro casos A_s es el mismo y solo se ha variado el valor de A'_s , donde A_s corresponde al acero inferior de la sección ($\square \supset$) y A'_s corresponde al acero superior ($\supset \square$).

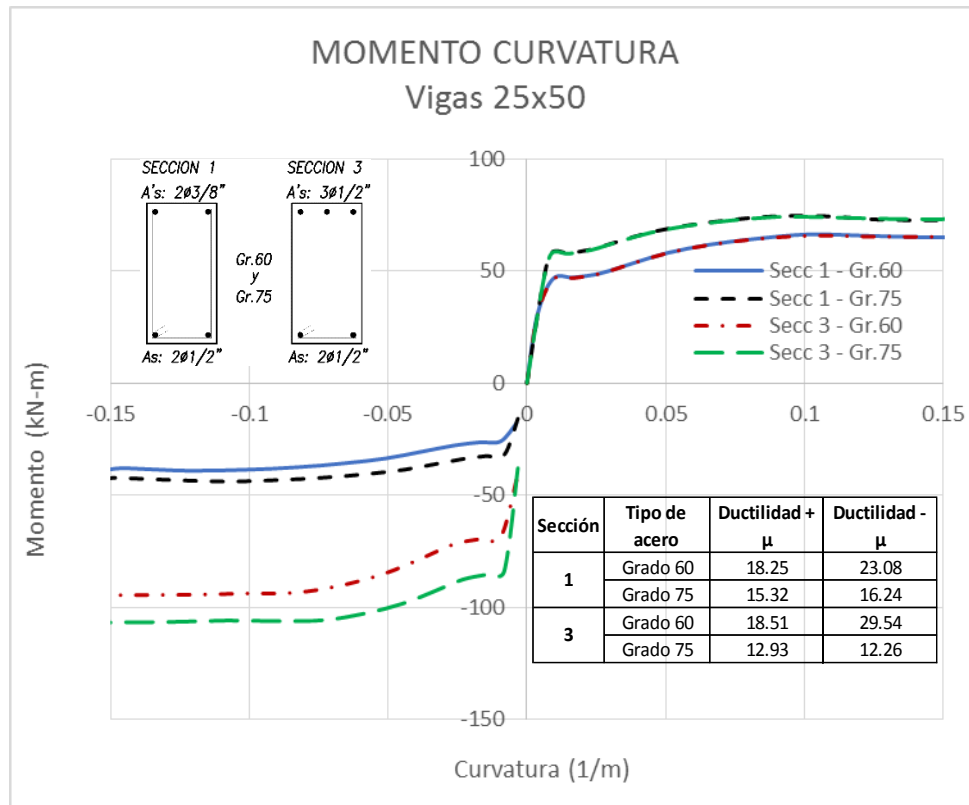


Figura 4-9: Curvas $M-\phi$ en vigas 25x50, con diferentes A'_s y ambos tipos de acero

Los resultados muestran que la variación del refuerzo en compresión A'_s no influye en la curva $M-\phi$ positiva, y además se corrobora que las secciones reforzadas con aceros de refuerzo de grado 75 tienen mayor resistencia y menor ductilidad que las secciones reforzadas con el acero convencional de grado 60.

Simplificación de los Diagramas Momento-Curvatura ($M-\phi$)

Las curvas $M-\phi$ generalmente se simplifican con la finalidad de facilitar su uso en programas de cómputo que efectúan el análisis estático no lineal o dinámico no lineal. A continuación se explica en que consiste el método del ASCE 41 empleado en la presente tesis para la simplificación de la curva $M-\phi$.

El valor de la fluencia (punto B) se normalizado a 1.0. Los valores de a, b, c, d y e, son los valores estadísticos incluidos en tablas del ASCE 41 con los cuales se construye la curva simplificada, sin embargo cabe precisar que en la presente tesis

se emplearon valores propios de los diagramas momento curvatura que se calcularon para cada una de las secciones con una probable formación de rótula plástica. Luego se escala la curva con el valor de la primera fluencia presentada.

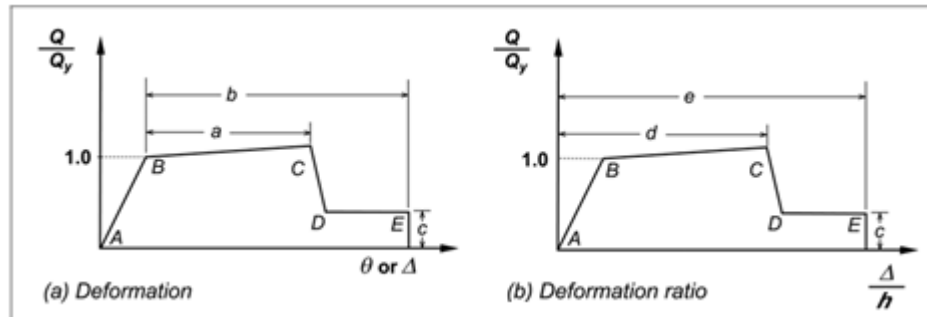


Figura 4-10: Normalización de diagramas M- ϕ

En la Figura 4-11 se muestra la curva M- ϕ completa y la curva M- ϕ simplificada para la viga 25x50, sección 1, grado 60.

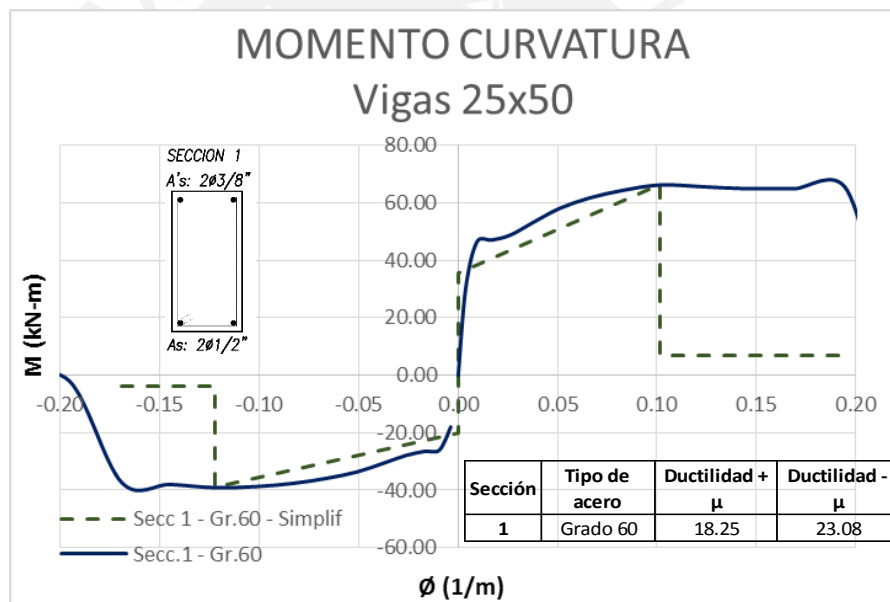


Figura 4-11: Curvas M- ϕ en vigas 25x50, Secc.1 Gr. 60, completa y simplificada

4.4. DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN O MOMENTO GIRO (M- θ)

El diagrama momento-rotación representa el comportamiento de un segmento de viga o columna en una zona con probable formación de rótula plástica. Dicha longitud L_P es llamada longitud de rótula plástica. El diagrama Momento-Rotación se construye multiplicando el diagrama momento-curvatura por L_P .

Longitud de rótula plástica, L_p

No es posible calcular teóricamente L_p por eso diversos investigadores han propuesto expresiones empíricas para estimarla. A continuación un extracto del libro de Park y Paulay con fórmulas empíricas de diversos autores.

Según Baker: $L_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{1/4} d$ en miembros no confinados
 $L_p = 0.8 k_1 k_3 \left(\frac{z}{d}\right) c$ en miembros confinados

Según Corley: $L_p = 0.5d + 0.2 \sqrt{d} \left(\frac{z}{d}\right)$ $\epsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20}\right)^2$

Según Mattock: $L_p = 0.5d + 0.05 z$ $\epsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2 \rho_s$

Según Sayer: $L_p = 0.25d + 0.075 z$

donde: $k_1 = 0.7$ para acero suave o 0.9 para acero rolado en frío
 $k_2 = 1 + 0.5 P_u / P_o$, P_u = fuerza axial, P_o = resistencia axial a compresión.
 $k_3 = 0.6$ para $f'c = 35.2 \text{ N/mm}^2$ o 0.9 para $f'c = 11.7 \text{ N/mm}^2$
 z = distancia de la sección crítica al punto de inflexión
 d = peralte efectivo del miembro
 c = profundidad al eje neutro
 b = peralte de viga (en pulgadas)
 $\epsilon_c = 0.0035$ para la 1ra. ecuación
 $\epsilon_c = 0.0015 \left[1 + 150 \rho_s + (0.7 - 10 \rho_s) \frac{d}{c} \right] \leq 0.01$ para la 2da ecuación
 ρ_s = relación del volumen de refuerzo transversal de confinamiento respecto al volumen del núcleo de concreto.

Salvo la ecuación propuesta por Corley, donde interviene los valores de f_y y ρ_s , las ecuaciones no diferencian el grado del acero de refuerzo.

Los valores de L_p varían de un método a otro. En los cálculos siguientes se muestra el cálculo de L_p efectuado para una viga empotrada con peralte $L/12$ y punto de inflexión a $L/5$, donde la relación z/d es aproximadamente 2.4:

Según Baker, $L_p = 0.7 \times 1 \times 0.79 (2.4)^{1/4} d = 0.69 d$
 Según Mattock, $L_p = (0.5 + 0.05 \times 2.4) d = 0.62 d$
 Según Sawyer, $L_p = (0.25 + 0.075 \times 2.4) d = 0.43 d$

Un valor de L_p de simple cálculo y comúnmente usado es considerar una longitud $L_p = 0.50 h$, donde h es la altura de la sección del elemento estudiado. Este valor es el usado en la presente tesis para el cálculo de L_p .

4.5. INGRESO DE DATOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal o Pushover para los casos estudiados se efectuó con el programa ETABS. Aprovechando la simetría de la estructura se decidió desarrollar el Pushover solo en la dirección X, que es donde se presenta la mayor deriva de entrepiso, y considerar solo dos tipos de pórtico típicos para la entrada de datos: Pórticos laterales y Pórticos centrales (pórticos 1 y 4 respectivamente).

El desarrollo del Pushover siguió los pasos siguientes:

- a) Definición de las rótulas plásticas.

Representadas mediante curvas momento-rotación ($M-\theta$). En la presente tesis para cada tipo de rótula plástica se ingresó al programa la curva simplificada $M-\theta$ y la longitud L_p , tal como se aprecia en la figura siguiente:

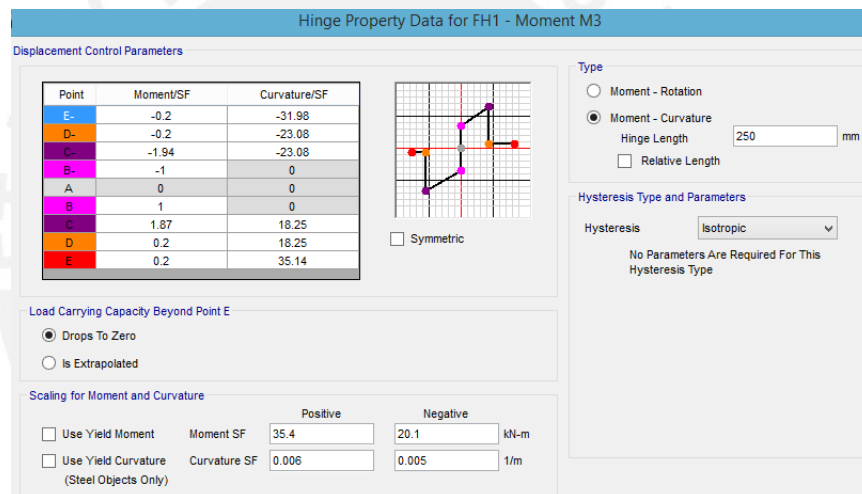


Figura 4-12: Formato de ingreso de datos para definición de rótulas plásticas

- b) Asignación de rótulas plásticas

En columnas se asignaron rótulas en 2 secciones, una a cada extremo. En vigas se asignaron rótulas en 3 secciones, en los extremos y en el centro del tramo, tal como se muestra en la figura siguiente para los 3 últimos niveles.

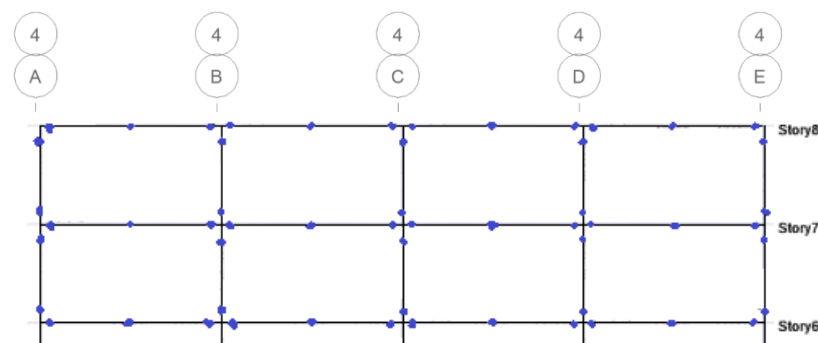


Figura 4-13: Asignación de Rótulas Plásticas en vigas y columnas

c) Definición del punto de control

Se definió como punto de control al centro de masa del último nivel.

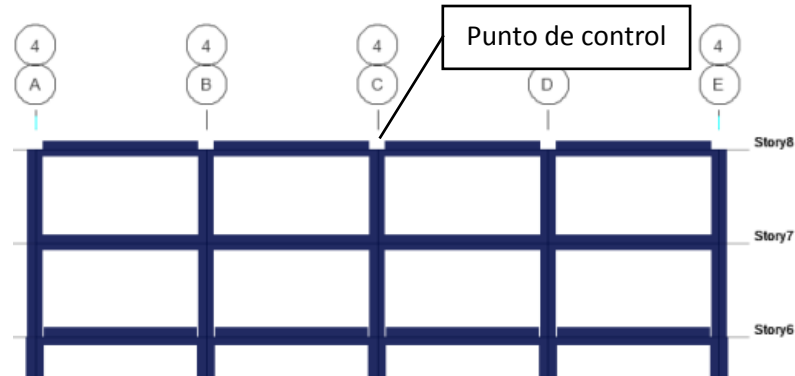


Figura 4-14: Asignación del Punto de Control

d) Aplicación de las cargas de gravedad

El Análisis Pushover se inicia aplicando una carga de gravedad equivalente al 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

e) Aplicación de la carga lateral incremental

La carga lateral se aplicó mediante una aceleración 'a' incremental en la base de la estructura, en la dirección $-x$, tal como se muestra en la figura siguiente.

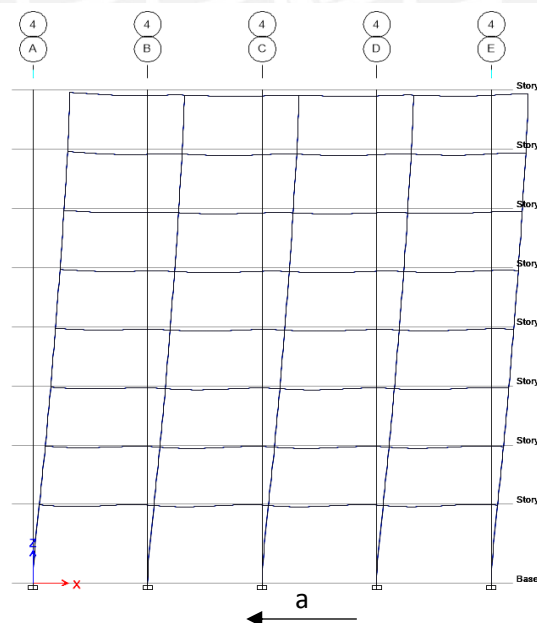


Figura 4-15: Aplicación de la aceleración en la base de la estructura

Se definió efectuar el Pushover hasta el colapso de la estructura o hasta que el desplazamiento lateral alcance el máximo de 525 mm (equivalente a 3 veces la máxima deriva reglamentaria en todos los pisos).

f) Cálculo de la Curva de capacidad

La gráfica que relaciona el cortante basal V y el desplazamiento lateral Δ en el punto de control es la curva de capacidad o curva Pushover. Se suele representar en una curva bilineal. La ductilidad de estructura se puede calcular desde el desplazamiento en que se presenta la primera rótula presentada ($1y$) o desde el desplazamiento que corresponde a la fluencia efectiva (f.e.) tal como se muestra en la figura siguiente.

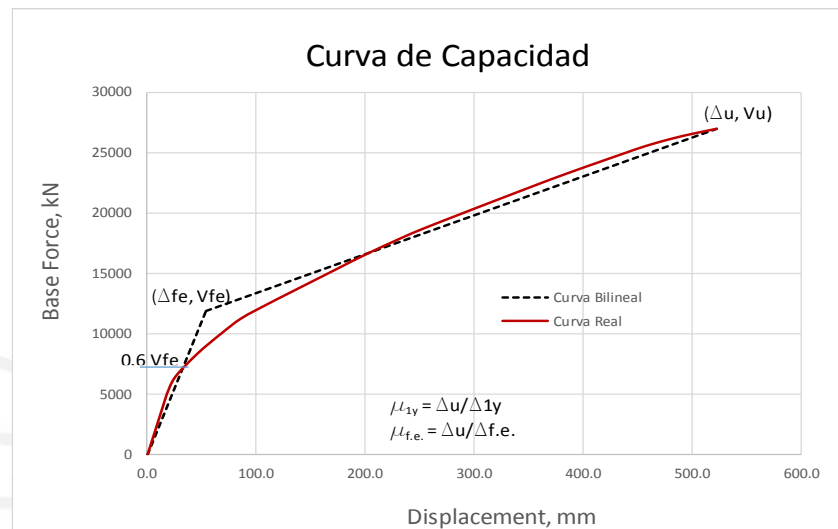


Figura 4-16: Curva de capacidad real y su representación bilineal

En una estructura de varios niveles conforme aparecen las primeras rótulas plásticas la curva de capacidad comienza a caer sin observarse un punto de cedencia bien definido. La representación bilineal de la curva de capacidad ayuda a definir un punto de cedencia o fluencia efectiva, usada también en el cálculo del punto de desempeño o punto de agotamiento de la estructura.

g) Punto de desempeño o agotamiento de la estructura

Para determinar el punto de desempeño se emplean el Método del Espectro de Capacidad (MEC) y el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD).

El MEC compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales, representada por la curva de capacidad, con la demanda sísmica representada por un espectro de respuesta reducido. Para comparar en un mismo gráfico las curvas de demanda y capacidad se convierten a coordenadas espectrales empleando características dinámicas del primer modo de vibrar. La intersección de ambas curvas es el punto de desempeño.

El MCD utiliza estima una aproximación de desplazamientos iguales para estimar el punto de desempeño de la estructura a través de un procedimiento numérico directo, no requiriendo convertir las curvas de capacidad y demanda a coordenadas espectrales, sin embargo el MCD está limitado a estructuras regulares y sin efectos torsionales extremos.

En la presente tesis para el cálculo del punto de desempeño se utilizó el método MCD tomado del ítem 7.4.3 Nonlinear Static Procedure (NSP) del ASCE 41-13, el cual se describe a continuación:

Representación bilineal de la curva de capacidad

El punto final (Δ_u, V_u) de la curva real y la representación bilineal es el mismo. El punto de cedencia o fluencia efectiva ($\Delta_{f.e.}, V_{f.e.}$) se obtiene cuando las áreas bajo la curva real y la representación bilineal se igualan y donde se cumple que el primer tramo pasa por la curva real cuando el cortante basal adquiere un valor igual al 60% de $V_{f.e.}$

De la representación bilineal se calculan las pendientes de los tramos, siendo K_e o rigidez lateral efectiva en el primer tramo, y ($\alpha_1 K_e$) o rigidez post fluencia en el segundo tramo. Estos valores son empleados en el cálculo del punto de desempeño.

Calculo del Punto de desempeño

El punto de desempeño, punto de equilibrio o punto de agotamiento de la estructura se obtiene para un desplazamiento δ_t (target displacement) calculado según la fórmula 7-28 del ASCE 41-13 y que se describe a continuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

$C_0 =$ Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad con el desplazamiento en la azotea de un edificio de varios grados de libertad.

$C_1 =$ Factor de modificación que relaciona el máximo desplazamiento inelástico esperado y el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de curva histéresis, la degradación de rigidez cíclica y la pérdida de resistencia en el máximo desplazamiento de respuesta.

S_a = Espectro de respuesta de aceleraciones para el periodo efectivo fundamental y coeficiente de amortiguamiento del edificio en la dirección estudiada, calculada según el 2.4.1 y 2.4.2 del ASCE 41.

T_e = Periodo fundamental efectivo g = Aceleración de la gravedad

Criterios para la evaluación del comportamiento estructural

Con el fin de describir y clasificar el comportamiento estructural para los casos estudiados casos en la presente tesis se usó un método adaptado de lo tipificado en el ítem 6 del artículo 7.6.3 del ASCE 41-13, que detallamos a continuación:

Nivel de Desempeño	Descripción
Completamente operacional (CO)	Sin daño estructural y no estructural. Rango lineal elástico.
Immediaty Occupancy (IO)	Funcional (F). Daño estructural leve, y moderado en elementos arquitectónicos.
Life Safety (LS)	Resguardo de vida (RV). Daño moderado en algunos elementos estructurales.
Collapse Prevention (CP)	Colapso Cercano (CC). Daños severos en elementos estructurales
Colapso (C)	Daño parcial o total de soporte. Colapso parcial o total.

Cada uno de los niveles de desempeño representa un sector de la curva de capacidad tal como se muestra en la figura a continuación:

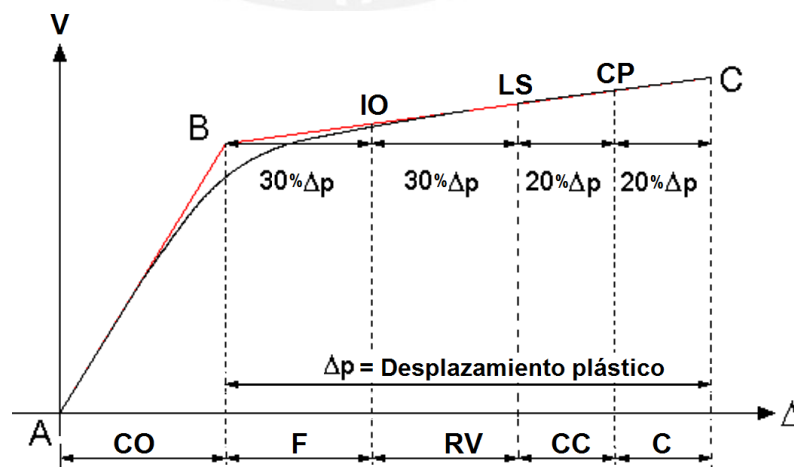


Figura 4-17: Sectorización de la curva de capacidad

4.6. RESULTADOS DEL PUSHOVER PARA LOS 3 CASOS ESTUDIADOS

A partir de este acápite se muestran los resultados obtenidos.

CASO 1: Diseño con acero grado 60

En la figura siguiente se muestran los resultados obtenidos y se grafica la curva de capacidad de la estructura obtenida para el caso 1.

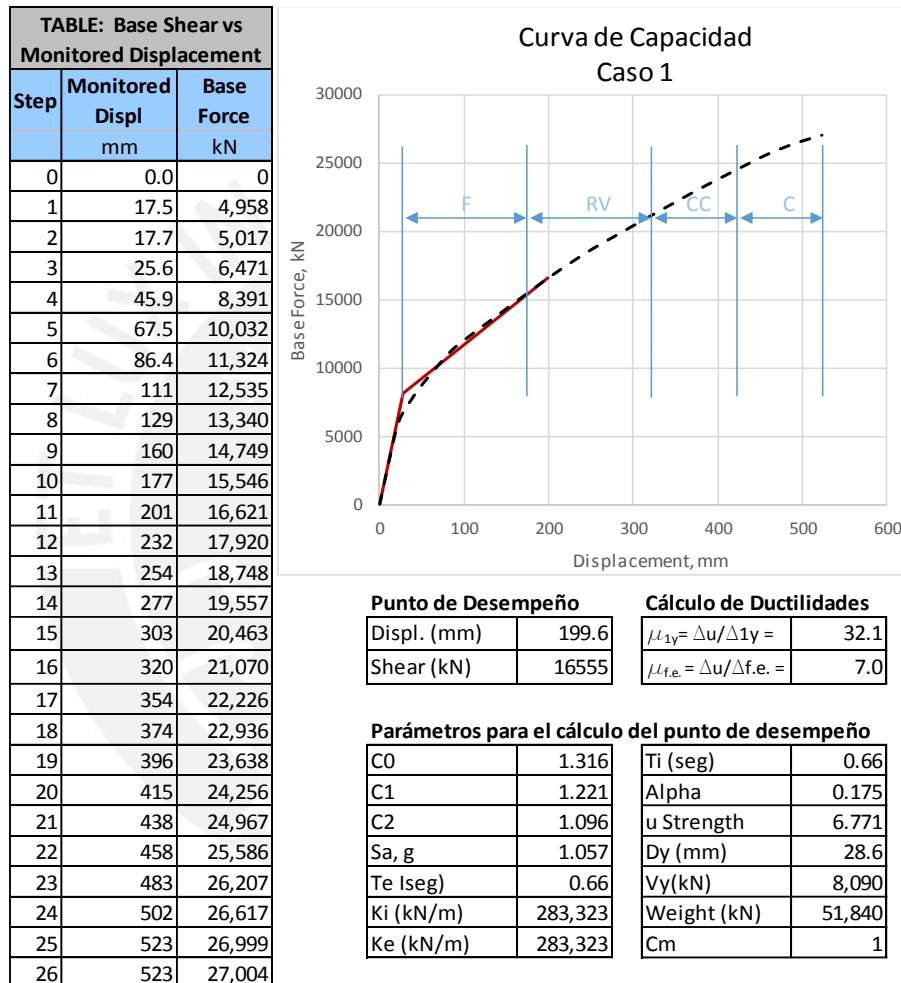


Figura 4-18: Curva de capacidad del Caso 1. Diseño con acero grado 60

El valor del desplazamiento del punto de desempeño se ubica al **35%** del rango inelástico total, con lo cual se puede decir que el punto de desempeño se encuentra en un nivel de desempeño de Resguardo de Vida (RV).

La secuencia de formación de rótulas plásticas para los pórticos 1 y 4 (lateral y central) se muestra en los gráficos siguientes:

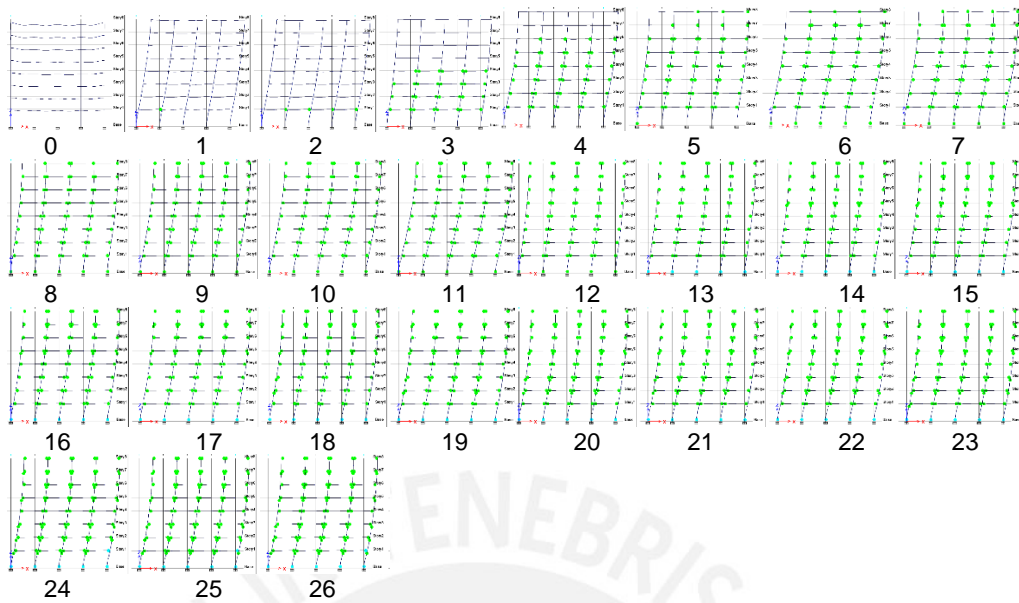


Figura 4-19: Secuencia de formación de rótulas del Caso 1 en el Pórtico 1

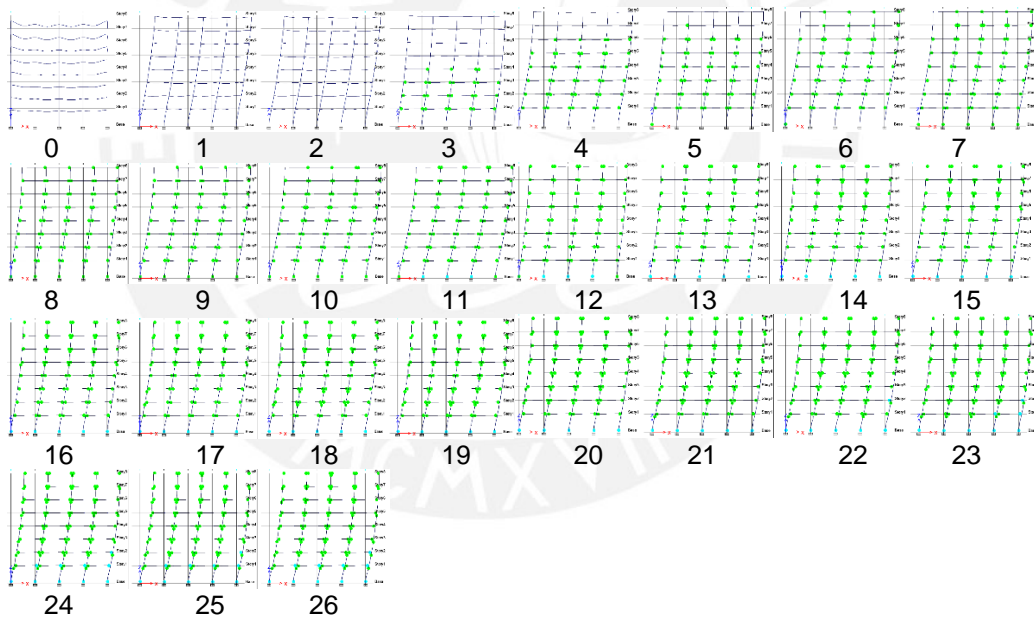


Figura 4-20: Secuencia de formación de rótulas del Caso 1 en el Pórtico 4

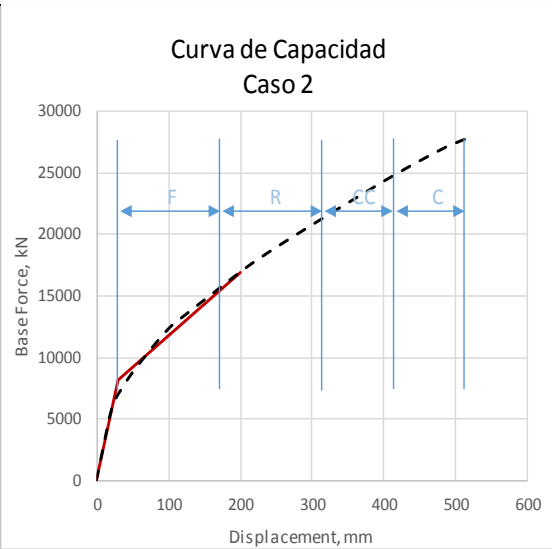
La primera rótula plástica se formó en una viga del primer nivel en los pórticos laterales.

Las primeras rótulas plásticas de los pórticos centrales se forman en el tercer paso, en las vigas de los niveles 1, 2, 3 y 4.

CASO 2: Diseño de columnas con acero 75 y vigas con acero 60

En la figura siguiente se muestran los resultados obtenidos y se grafica la curva de capacidad de la estructura obtenida para el caso 2.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement		
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN
0	0.0	0
1	17.5	4,958
2	17.7	5,017
3	25.6	6,471
4	45.9	8,391
5	67.5	10,033
6	85.6	11,327
7	104	12,512
8	122	13,323
9	154	14,794
10	171	15,593
11	200	16,909
12	227	18,026
13	260	19,260
14	281	20,033
15	299	20,667
16	319	21,383
17	337	22,030
18	358	22,786
19	383	23,664
20	404	24,406
21	425	25,112
22	449	25,885
23	478	26,776
24	495	27,265
25	520	27,834
26	525	27,934



Punto de Desempeño

Displ. (mm)	199.4
Shear (kN)	16,862

Cálculo de ductilidades

$\mu_{1y} = \Delta u / \Delta 1y =$	32.1
$\mu_{f.e.} = \Delta u / \Delta f.e. =$	6.9

Parámetros para el cálculo del punto de desempeño

C0	1.320	Ti (seg)	0.66
C1	1.218	Alpha	0.180
C2	1.093	u Strength	6.692
Sa, g	1.057	Dy (mm)	28.9
Te lseg)	0.66	Vy(kN)	8,186
Ki (kN/m)	283,323	Weight (kN)	51,840
Ke (kN/m)	283,323	Cm	1

Figura 4-21: Curva de capacidad del Caso 2. Columnas con acero 75 y Vigas acero 60

El valor del desplazamiento del punto de desempeño se ubica al 34% del rango inelástico total, con lo cual se puede decir que el punto de desempeño se encuentra en un nivel de desempeño de Resguardo de Vida (RV).

A continuación se muestra la secuencia de formación de rótulas plásticas para el caso 2, en los pórticos 1 y 4.

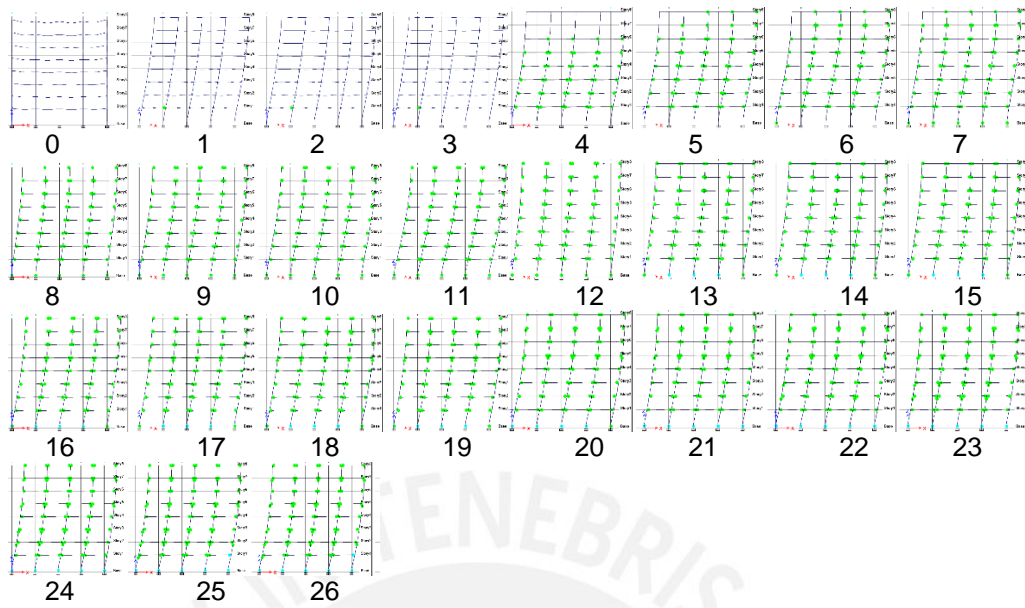


Figura 4-22: Secuencia de formación de rótulas del Caso 2 en el Pórtico 1

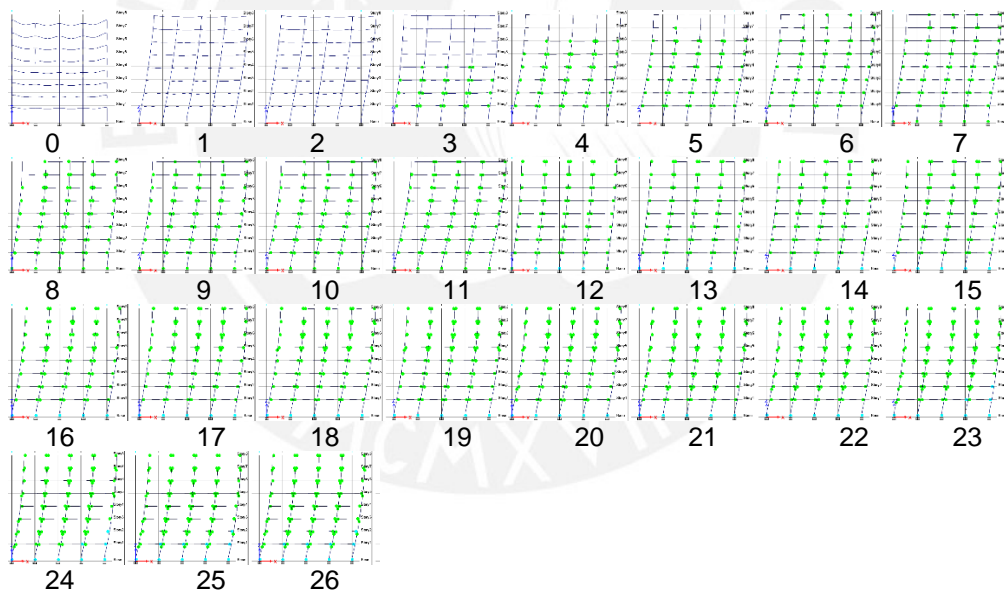


Figura 4-23: Secuencia de formación de rótulas del Caso 2 en el Pórtico 4

Se aprecia que la secuencia de formación de las rótulas plásticas es bastante similar al presentado en el caso 1. La primera rótula plástica se formó para un desplazamiento lateral de 17.6 mm en el punto de control.

CASO 3: Diseño con acero grado 75 en columnas y vigas

En la figura siguiente se muestran los resultados del caso 3 en la cual se ha diseñado y reforzado a la estructura empleando aceros grado 75.

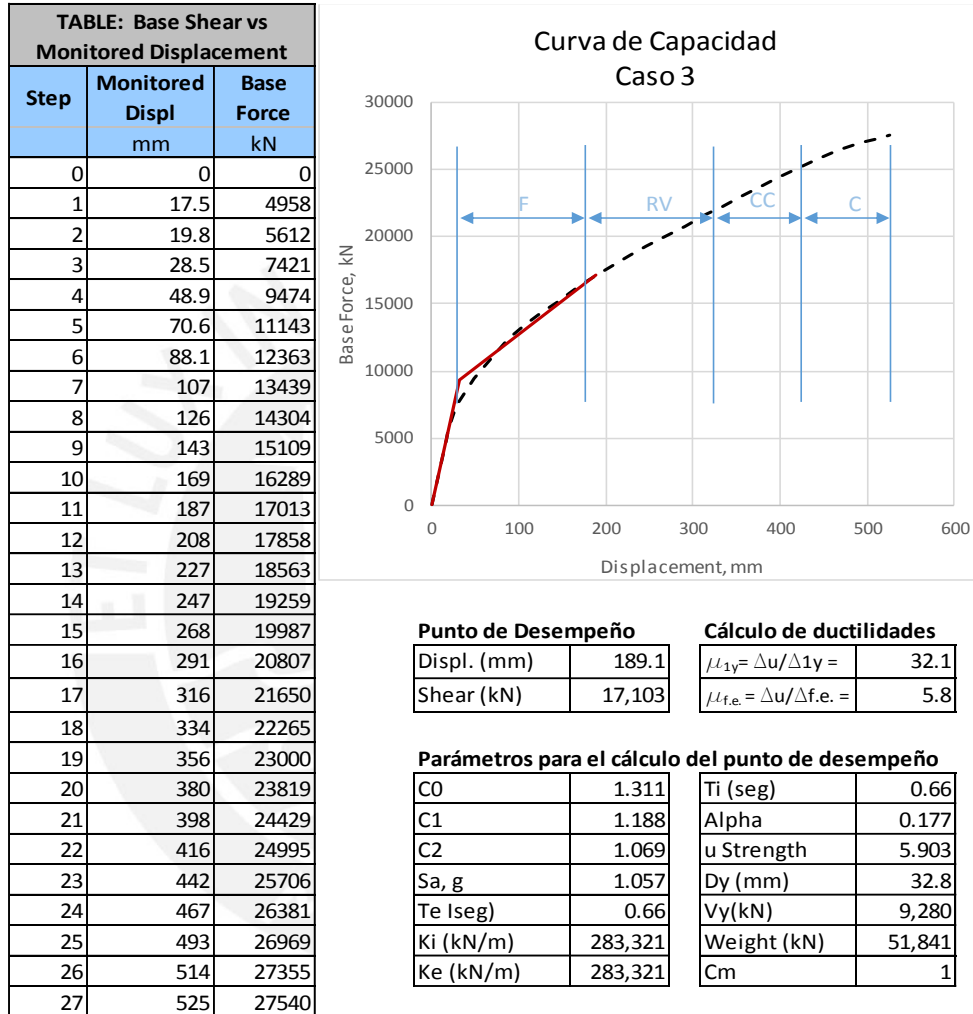


Figura 4-24: Resultados del Pushover, Caso 3 con acero grado 75

El valor del desplazamiento del punto de desempeño se ubica al 32% del rango inelástico total, con lo cual se puede decir que el punto de desempeño se encuentra en un nivel de desempeño de Resguardo de Vida (RV).

La secuencia de aparición de rótulas plásticas para el caso 3, en los pórticos 1 y 4 se muestra en las figuras siguientes:

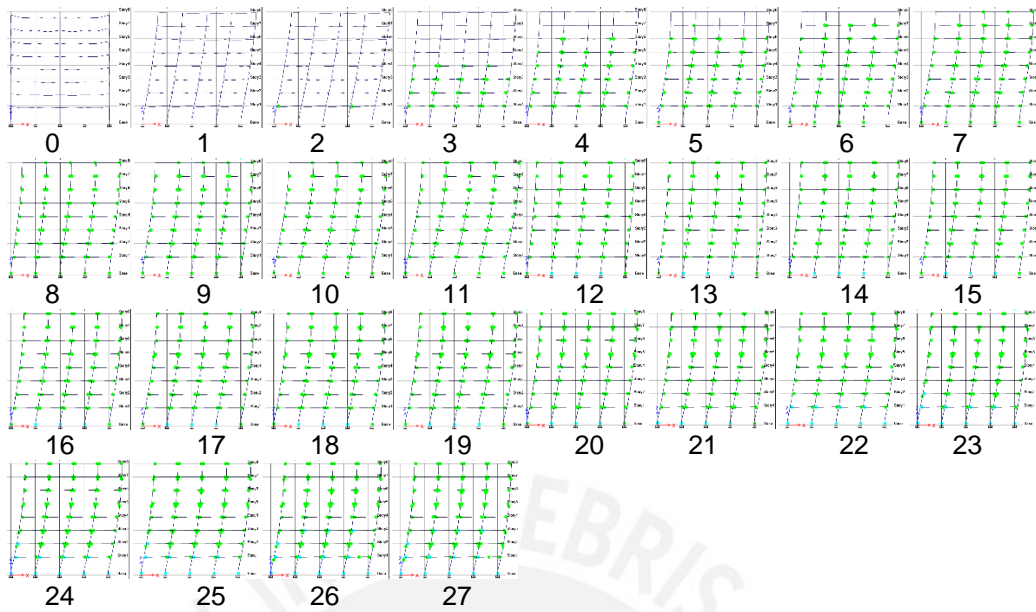


Figura 4-25: Caso 3 - Secuencia de formación de rótulas del caso 3 en Pórtico 1

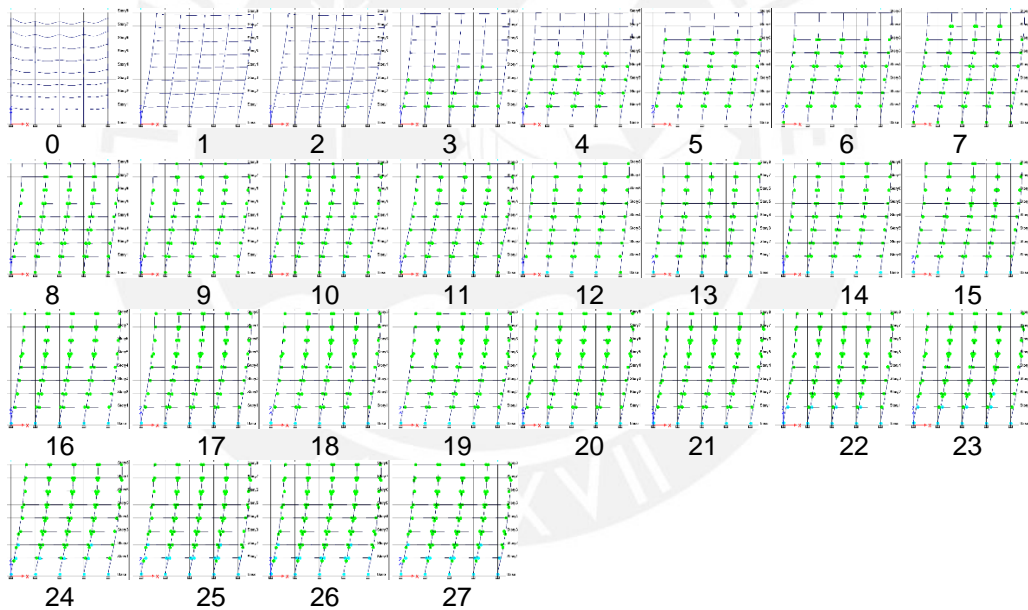


Figura 4-26: Caso 3 - Secuencia de formación de rótulas del caso 3 en Pórtico 4

Se observa lo siguiente para la secuencia de formación de rótulas del 3er caso:

- La primera rótula plástica se formó en el segundo paso en la viga del primer nivel del pórtico lateral, para un desplazamiento lateral de 19.8 mm.
- Se llega a formar una rótula plástica al centro del tramo de una viga del primer nivel del pórtico 1 (pórtico lateral), en el paso 27 (cuando el desplazamiento en el punto de control es 525 mm).

4.7. ANALISIS NO LINEAL CASO: COLUMNAS DE 75x75 CON CUANTIAS DE 0.60%

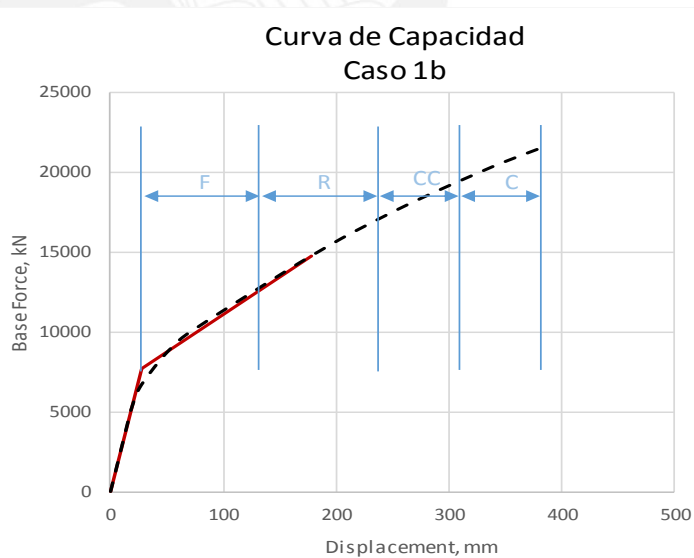
En el capítulo 3 se mostró que 0.60% de cuantía en el refuerzo de columnas de 75x75 era suficiente para resistir todas las combinaciones de carga. En este ítem se estudia cómo afecta el comportamiento estructural la utilización de estas columnas en la estructura. En tal sentido se procedió de la siguiente manera:

1. En cada uno de los tres casos estudiados se procedió a reforzar las columnas de 75 x 75 con 12 Ø ¾” equivalente a una cuantía de 0.6%. Para los casos 2 y 3 el refuerzo es con aceros grado 75.
2. Se procedió a efectuar un análisis pushover para cada uno de los casos, denominando respectivamente Caso 1b, Caso 2b y Caso 3b
3. Se procedió a comparar por pares, es decir el Caso 1 con Caso 1b, el Caso 2 con Caso 2b y Caso 3 con Caso 3b, la variación del comportamiento estructural, principalmente la ductilidad de estructura y el punto de equilibrio.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Casos 1 y 1b

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement		
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN
0	0.0	0
1	17.5	4958.155
2	17.7	5016.825
3	25.6	6470.823
4	43.8	8202.802
5	61.3	9494.758
6	79.2	10375.39
7	98.3	11246.37
8	123.5	12373.39
9	141	13149.99
10	167.3	14303.95
11	184.8	15024.48
12	204.3	15817.71
13	223.2	16524.1
14	245	17310.16
15	263.6	17957.98
16	283.8	18618.64
17	302	19200.31
18	328.1	20003.18
19	347.5	20581.85
20	376.9	21372.87
21	385.2	21585.97



Punto de Desempeño	
Displ. (mm)	177.8
Shear (kN)	14736

Cálculo de Ductilidades	
$\mu_{1y} = \Delta u / \Delta 1y =$	23.6
$\mu_{f.e.} = \Delta u / \Delta f.e. =$	6.5

Figura 4-27: Curva de capacidad Caso 1b, cuantía de C75x75 del Caso 1 al 0.6%

El valor del desplazamiento del punto de desempeño se ubica al 42% del desplazamiento plástico total, con lo cual se puede decir que el punto de desempeño se encuentra en un nivel de desempeño de Resguardo de Vida (RV).

En el siguiente gráfico se muestran juntas las curvas de capacidad de los casos 1 y 1b, apreciándose una fuerte disminución de capacidad en el caso 1b

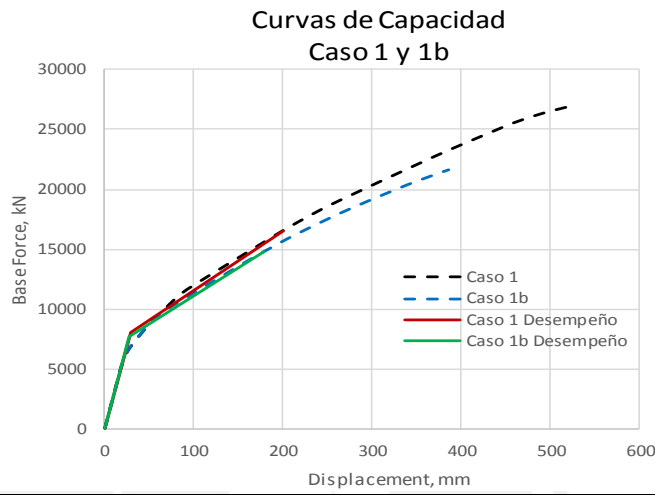
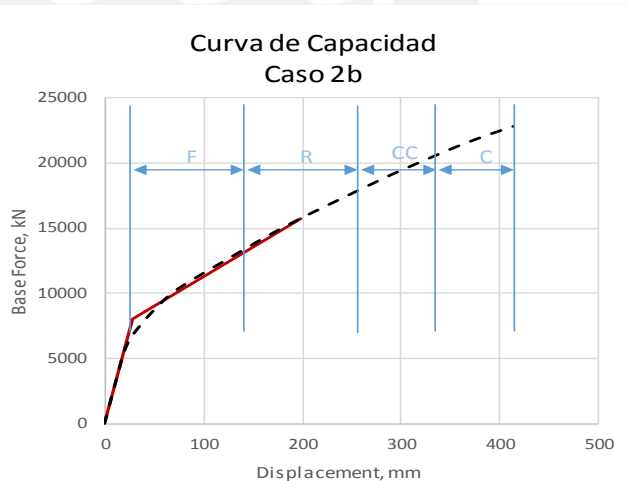


Figura 4-28: Comparación de Curvas de capacidad de los Casos 1 y 1b

Casos 2 y 2b

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement		
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN
0	0.0	0
1	17.5	4958.1551
2	17.7	5016.8249
3	25.6	6470.823
4	44.9	8302.1254
5	66.2	9883.4001
6	86.4	10932.6934
7	119.3	12408.0329
8	136.8	13185.3191
9	163.5	14360.7782
10	181	15074.3023
11	201.2	15876.241
12	221.2	16616.8154
13	248.3	17614.786
14	269.9	18401.6284
15	289.7	19113.7949
16	308.3	19738.1633
17	330.3	20458.6593
18	350.1	21097.0004
19	368.2	21640.8675
20	388	22193.8818
21	411.1	22788.4665
22	413.4	22839.2802

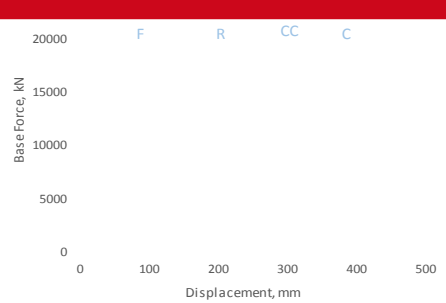


Punto de Desempeño	
Displ. (mm)	198.6
Shear (kN)	15,776

Cálculo de ductilidades	
$\mu_{1y} = \Delta u / \Delta 1y =$	25.4
$\mu_{f.e.} = \Delta u / \Delta f.e. =$	7.0

Figura 4-29: Curva de capacidad Caso 2b, cuantía de C75x75 del Caso 2 al 0.6%

mm	kN	mm	kN
0	0.0	0	0
1	17.5	4958.1551	
2	17.7	5016.8249	
3	25.6	6470.823	
4	44.9	8302.1254	
5	66.2	9883.4001	
6	86.4	10932.6934	
7	119.3	12408.0329	
8	136.8	13185.3191	
9	163.5	14360.7782	
10	181	15074.3023	
11	201.2	15876.241	
12	221.2	16616.8154	
13	248.3	17614.786	
14	269.9	18401.6284	
15	289.7	19113.7949	
16	308.3	19738.1633	
17	330.3	20458.6593	
18	350.1	21097.0004	
19	368.2	21640.8675	
20	388	22193.8818	
21	411.1	22788.4665	
22	413.4	22839.2802	



Punto de Desempeño		Cálculo de ductilidades	
Displ. (mm)	198.6	$\mu_{1y} = \Delta u / \Delta 1y =$	25.4
Shear (kN)	15,776	$\mu_{f.e.} = \Delta u / \Delta f.e. =$	7.0

El valor del desplazamiento inelástico total, Δu , en un nivel de desplazamiento. En el siguiente gráfico 2b, apreciándose

del rango de desplazamiento que encuentra en los casos 2 y 2b.

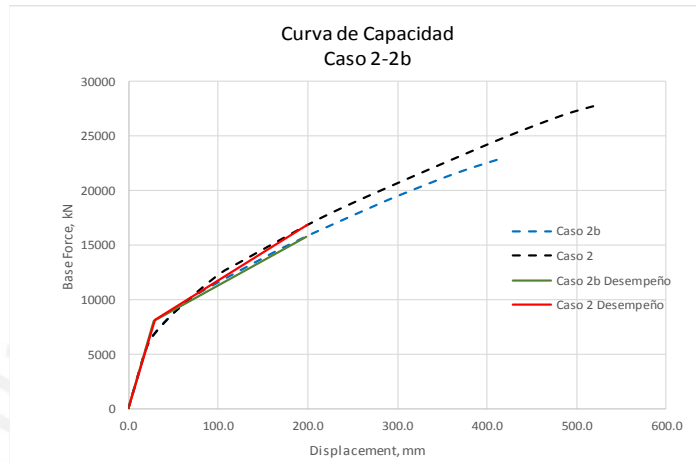
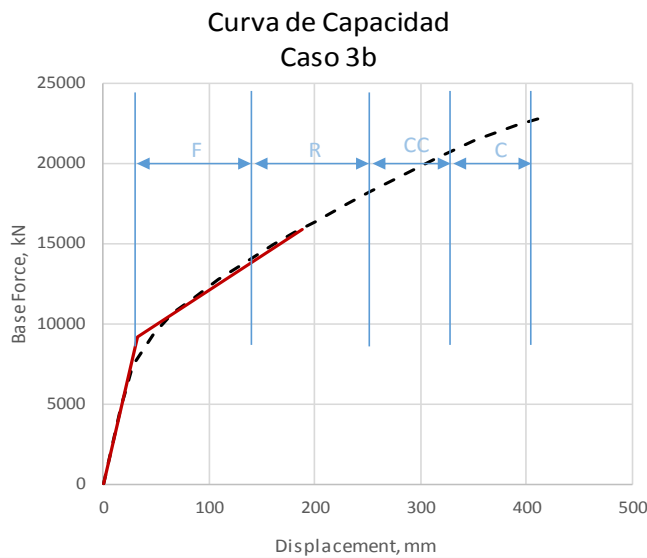


Figura 4-30: Comparación de Curvas de capacidad de los Casos 2 y 2b

Casos 3 y 3b

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement		
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN
0	0	0
1	17.5	4958.122
2	19.8	5611.578
3	28.5	7421.115
4	48.1	9399.327
5	66.2	10733.62
6	84	11587.06
7	108.9	12733.68
8	131.6	13753.41
9	160.8	14927.45
10	180.9	15680.45
11	200.9	16396.84
12	230.7	17458.95
13	253	18248.49
14	274.6	18999.27
15	294.7	19657.8
16	315.4	20313.45
17	333.4	20880.73
18	351.7	21433.36
19	371.1	21959.33
20	391.4	22427.11
21	416.2	22889.24
22	422.6	22993.01



Punto de Desempeño	
Displ. (mm)	187.7
Shear (kN)	15,925

Cálculo de ductilidades	
$\mu_{1y} = \Delta u / \Delta 1y =$	32.1
$\mu_{f.e.} = \Delta u / \Delta f.e. =$	5.8

Figura 4-31: Curva de capacidad Caso 3b, cuantía de C75x75 del Caso 3 al 0.6%

El valor del desplazamiento del punto de desempeño se ubica al 40% del rango inelástico total, con lo cual se puede decir que el punto de desempeño se encuentra en un nivel de desempeño de Resguardo de Vida (RV).

En el siguiente gráfico se muestran juntas las curvas de capacidad de los casos 3 y 3b, apreciándose una fuerte disminución de capacidad en el caso 3b.

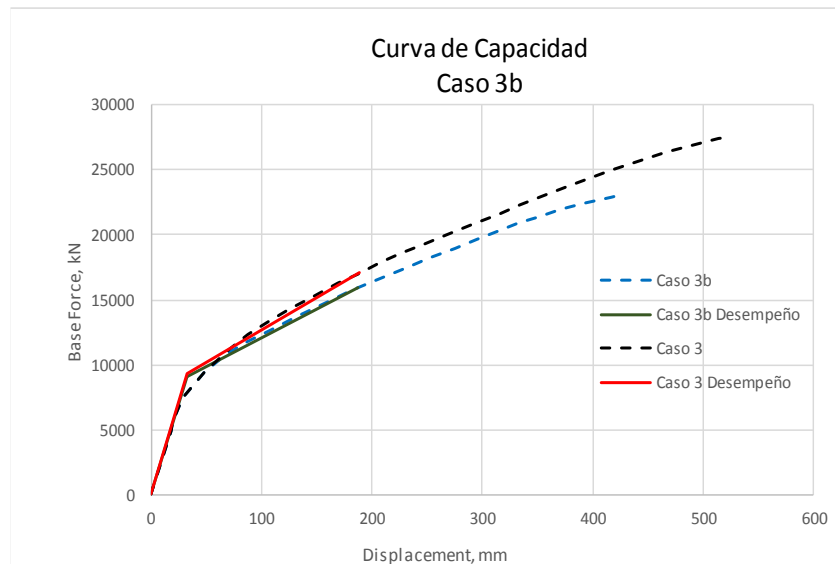


Figura 4-32: Comparación de Curvas de capacidad de los Casos 3 y 3b

En todos los casos se tiene una pérdida de ductilidad mayor a 20% al igual que la pérdida en la capacidad del cortante basal. El Punto de Equilibrio se mantiene en el rango de Resguardo de vida pero con mayor porcentaje, aumentando el riesgo de colapso del 32% al 45%.

En conclusión, no es recomendable diseñar columnas con cuantías menores a 1% por las desmejoras en el comportamiento estructural que se presentan.

4.8. OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS REFORZADAS CON ACERO 75

Optimizar estructuras que están reforzadas con aceros grado 75, reduciendo la sección de elementos estructurales, no es posible debido a que en el análisis estructural no interviene el acero de refuerzo. Cualquier intento de optimización se debería realizar en un análisis no lineal de la estructura.

En tal sentido se propone estudiar la posibilidad la optimización de estructuras reduciendo sección de sus elementos estructurales basados en dos criterios que se explican a continuación:

Criterio 1

Una estructura que reduce la sección de sus elementos se vuelve más flexible y su periodo fundamental, $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$, aumenta. Esto es debido a que al disminuir secciones se está disminuyendo masa y rigidez estructural, pero la rigidez disminuye en mayor proporción que la masa. Al aumentar T se está disminuyendo la aceleración espectral y por tanto disminuye también la fuerza sísmica, tal como se ve en los espectros de diseño mostrados a continuación:

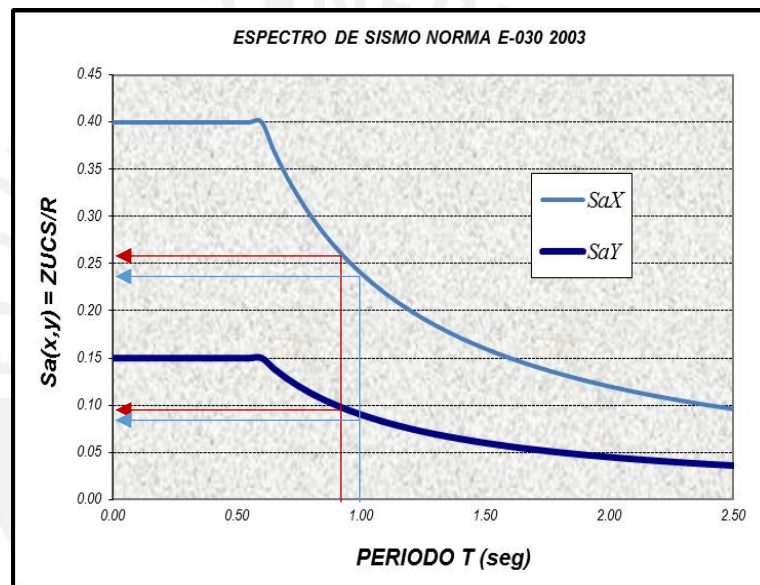


Figura 4-33: Optimización de estructuras. Criterio 1

Criterio 2

En las dos figuras siguientes se muestran hipotéticas curvas de capacidad de una misma estructura cuando se refuerza con aceros grado 60 (amarillo) y con acero grado 75 (verde). Se aprecia que en el rango elástico lineal las curvas son iguales y diferenciándose recién es en el rango inelástico.

Cuando se reduce la sección de elementos en la estructura reforzada con acero grado 75 la curva de capacidad tenderá a bajar, acercándose a la curva de capacidad de la estructura reforzada con aceros grado 60.

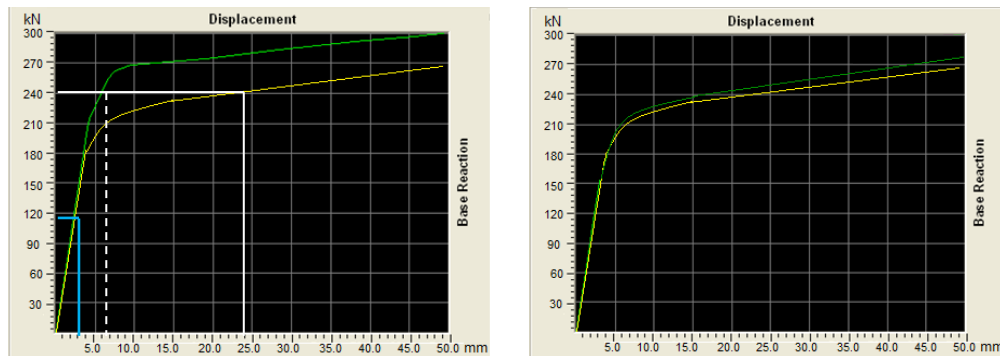


Figura 4-34: Optimización de estructuras. Criterio 2

Comprobación de Criterios

Se efectuaron las comprobaciones para comprobar si los criterios son aplicables al caso estudiado con los siguientes resultados.

Casos estudiados fueron los siguientes.

- Caso 1: Usado como Patrón de comparación para el criterio 2
- Caso 2: Usado como Patrón de comparación para el criterio 1. Las columnas del caso 2 son C50x50, C60x60 y C75x75.
- Caso 2.1: Se disminuyeron la sección de las columnas en 5 cm por lado respecto al caso 2, quedando columnas C45x45, C55x55 y C70x70.
- Caso 2.2: Se disminuyeron la sección de las columnas en 5 cm por lado respecto al caso 2.1, quedando columnas C40x40, C50x50 y C65x65.
- Caso 2.3: Se disminuyeron la sección de las columnas en 5 cm por lado respecto al caso 2.2, quedando columnas C35x35, C45x45 y C60x60.

Para los casos 2.1, 2.2, y 2.3 se mantuvo el área de acero originalmente diseñado del Caso 2, por tanto, al disminuirse la sección se aumentó la cuantía respecto a sección reducida.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Evaluación del criterio 1:

En la tabla siguiente se muestran los resultados del periodo fundamental, T ; cortante basal, V ; y desplazamiento en el último nivel, Δ .

Tabla 4-3: Optimización de Estructuras. Resultado Evaluación Criterio 1

CASO	T (seg)	V (kN)	Δ (mm)
Caso 2	0.74	5015	23.7
Caso 2.1	0.77	4743	24.7
Caso 2.2	0.81	4427	26.2
Caso 2.3	0.87	4073	28.7

Se comprueba que conforme se disminuye la sección de los elementos se disminuye aumenta el periodo T y disminuye el cortante basal.

Se verifica también que el desplazamiento del último nivel aumenta conforme sube el periodo T, originando que este criterio no sirva para la optimización de estructuras o disminución de secciones debido a que se estaría excediendo las derivas máximas reglamentarias.

Evaluación del criterio 2:

Se efectuó el análisis Pushover para los casos 1, 2, 2.1, 2.2 y 2.3 y se procedió a graficar todas las curvas de capacidad en un mismo gráfico para proceder a su evaluación.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

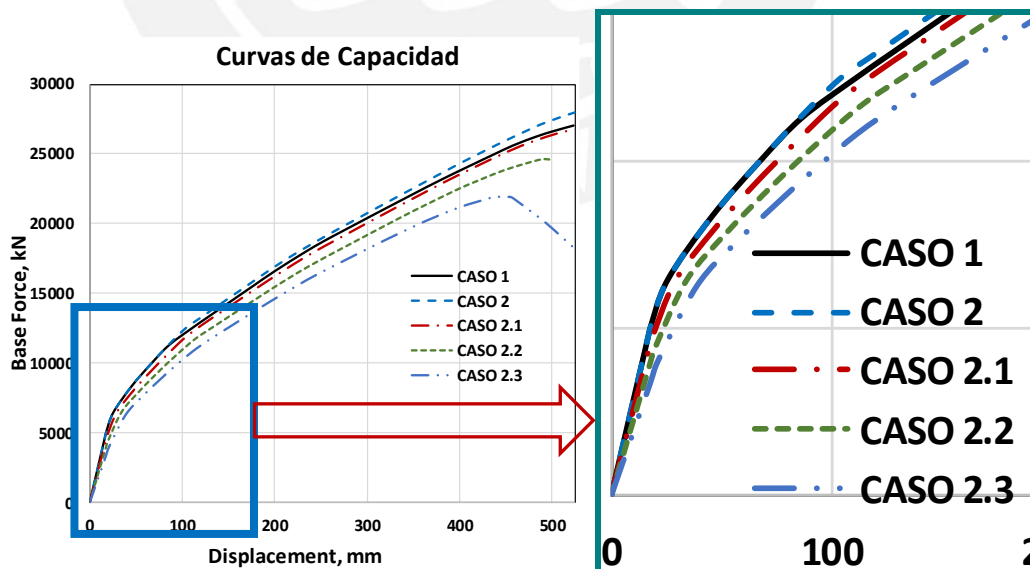
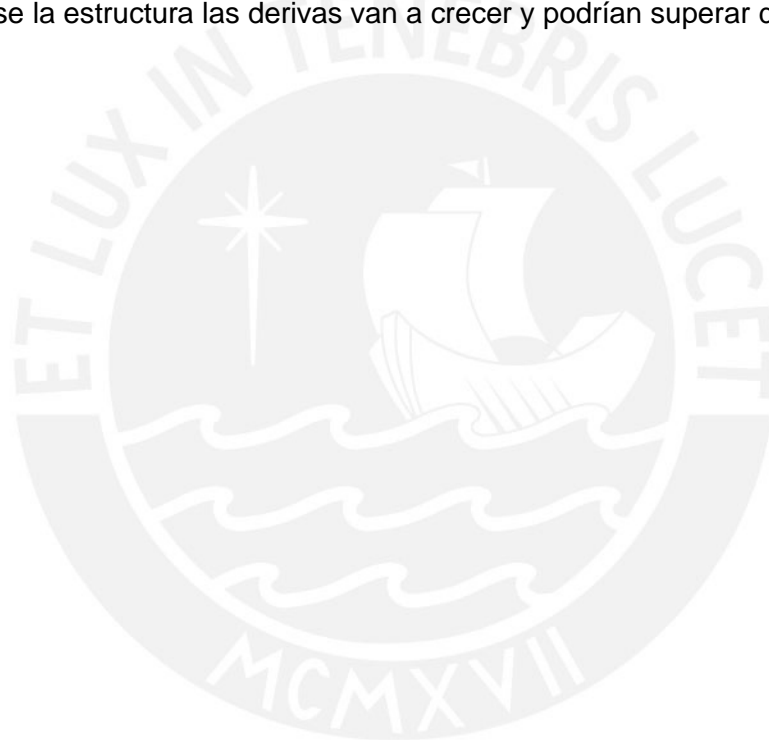


Figura 4-35: Curvas de capacidad para casos con reducción de sección

Se aprecia que los casos 1 y 2 tienen la misma curva hasta un desplazamiento aproximado de 85 mm a partir del cual la curva del caso 2 se eleva por encima de la curva del caso 1, evidenciándose el aporte del acero grado 75. Para los casos con reducción de secciones, las curvas 2.1, 2.3 y 2.3 se presentan por debajo de las curvas 1 y 2 desde el inicio, manteniéndose así a lo largo de toda la curva evidenciando que existe una menor rigidez inicial.

Se concluye que para el tipo de estructuras estudiadas la optimización de estructuras no es posible cuando se ha pre-dimensionado los elementos estructurales considerando una deriva cercana al límite establecido en la norma debido a que al flexibilizarse la estructura las derivas van a crecer y podrían superar dicho límite.



CAPITULO 5. RESUMEN, CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En los capítulos anteriores se desarrolló el análisis estructural, el diseño en concreto armado y el análisis estático no lineal de la estructura para tres casos estudiados: con acero de refuerzo convencional el primer caso, con acero de refuerzo grado 75 en columnas para el segundo caso, y con acero de refuerzo grado 75 en todos los elementos para en el tercer caso.

A continuación se presenta un resumen comparativo de los resultados obtenidos, seguido de conclusiones, recomendaciones y futuras líneas de investigación a seguir.

5.1. RESUMEN COMPARATIVO DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

5.1.1. DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En la tabla siguiente se muestran los resultados para los tres casos estudiados:

Tabla 5-1: Desplazamientos y Cortantes Basales para Sismo en X

Descripción	und	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Desplazamiento lateral en último nivel (DM)	mm	23.7	23.7	23.7
DM amplificado (por 0.75R)	mm	142.2	142.2	142.2
Cortante basal (V) en X	kN	5,015	5,015	5,015

Conclusiones respecto a los resultados del análisis estructural

- En la etapa de predimensionamiento el análisis estructural se realizó en forma iterativa hasta obtener dimensiones de columnas y vigas que dieran una deriva máxima de entrepiso de 0.007, según lo estipulado en la tabla No. 11 de la norma E.030-2016 para este tipo de estructuras. Esta estructura se utilizó en los 3 casos.
- En el análisis estructural no está influenciado tipo o grado de acero.

5.1.2. DEL DISEÑO EN CONCRETO

En la tabla siguiente se muestra el refuerzo calculado en algunas vigas del edificio estudiado, para aceros del grado 60 y grado 75. Se observa que la cuantía disminuye cuando se usan aceros grado 75.

Tabla 5-2: Cuadro comparativo entre diseños con aceros grado 60 y grado 75

Section	DISEÑO CON ACERO DE GRADO 60				DISEÑO CON ACERO DE GRADO 75			
	Location: End-I		Location: End-J		Location: End-I		Location: End-J	
	As Top	As Bot	As Top	As Bot	As Top	As Bot	As Top	As Bot
V_25x50_01	3#4	2#4	3#4	2#4	2#4+1#3	2#4	2#4+1#3	2#4
V_25x50_02	3#4	2#4	2#4+1#5	2#4+1#3	2#4+1#3	2#4	3#4	2#4
V_25x50_03	2#4+1#5	2#4+1#3	3#4	2#4	3#4	2#4	2#4+1#3	2#4
V_25x50_04	2#5+1#4	2#4+1#3	2#5+2#4	3#4	2#5	2#4	2#5+1#4	2#4+1#3
V_25x50_05	3#5	3#4	3#5	3#4	2#4+1#5	2#4+1#3	2#4+1#5	2#4+1#3
V_30x50_01	3#5	3#4	3#5+1#4	2#4+1#5	2#5+1#4	2#4+1#3	3#5	3#4
V_30x50_02	2#5+2#4	2#4+1#5	2#5+2#4	2#4+1#5	2#5+1#4	3#4	2#5+1#4	3#4
V_30x50_03	3#5+1#4	2#4+1#5	3#5	3#4	3#5	3#4	2#5+1#4	2#4+1#3
V_30x60_01	2#6+1#4	2#6	2#6+1#5+1#4	2#6	2#6	2#4+1#5	3#5+1#4	2#4+1#5
V_30x60_02	3#6	2#6	3#6	2#6	2#5+2#4	2#4+1#5	2#5+2#4	2#4+1#5
V_30x60_03	3#6	2#6	2#8	2#6	2#5+2#4	2#4+1#5	3#6	2#4+1#5
V_30x60_04	3#6	2#6	4#6	2#6	2#6+1#4	2#4+1#5	2#6+2#5	2#4+1#5
V_30x60_05	2#6+1#5+1#4	2#6	2#6+1#4	2#6	3#5+1#4	2#4+1#5	2#6	2#4+1#5
V_40x60_01	2#8	2#6+1#5	2#8+1#5	3#5+1#4	3#6	2#5+2#4	2#6+2#5	3#5
V_40x60_02	4#6	3#6	2#8+1#6	3#6	2#6+1#5+1#4	2#6+1#4	2#8	2#5+2#4
V_40x60_03	4#6	2#6+1#5	4#6	2#6+1#5	2#6+1#5+1#4	2#5+2#4	2#6+1#5+1#4	2#5+2#4
V_40x60_04	4#6	3#5+1#4	2#8+1#6+1#5	3#5+1#4	2#6+1#5+1#4	3#5	2#8+1#5	3#5
V_40x60_05	2#8+1#5	3#6	2#8+1#5	3#6	2#6+2#5	2#6+1#4	2#6+2#5	2#6+1#4

Conclusiones respecto a los resultados del diseño en concreto armado

- El diseño de columnas estuvo gobernado por requisitos de rigidez, no por resistencia. Las columnas requirieron dimensiones grandes para mantener la deriva de entrepiso limitada a 0.007.
- Según la norma E.060 la cuantía mínima en columnas es 1%, lo cual se respetó en el diseño aun cuando se verificó que en las columnas C75x75 una cuantía de 0.60% era suficiente para resistir todas las combinaciones de carga.
- En tal sentido los diseños en columnas para aceros grado 60 y grado 75 resultaron con cuantía mínima de 1%. En otros casos donde el diseño de columnas con aceros grado 60 tengan cuantías superiores a 1% si se podría tener un ahorro en las cuantías de acero si el diseño se efectuara con aceros grado 75.
- El diseño de vigas con aceros grado 75 tienen menor área de refuerzo respecto al diseño con acero grado 60.

- Hasta diseños empleando aceros grado 80 la metodología de diseño es el mismo que para aceros grado 60. El diseño de las estructuras reforzadas con aceros de mayor resistencia tiene consideraciones especiales que deben ser tomadas en cuenta. Esto es debido a que se podrían presentar fallas frágiles por el daño que el acero de alta resistencia pueda ocasionar al concreto.

5.1.3. DEL CONTROL DE DEFLEXIONES Y FISURACIÓN

En lo referente a la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio, los resultados muestran que las secciones diseñadas con aceros grado 75 tienen un ancho de fisuras mayor en 20% respecto a las fisuras que se presentan cuando se diseña con aceros grado 60.

En lo que respecta a las deflexiones instantaneas y diferidas, el grado de acero no influye en los resultados.

5.1.4. DEL PUSHOVER PARA LOS 3 CASOS ESTUDIADOS

En la gráfica que sigue se muestran las curvas de capacidad para los tres casos estudiados. En esta misma gráfica se incluyen las ductilidades de primera rótula plástica y de fluencia para cada caso.

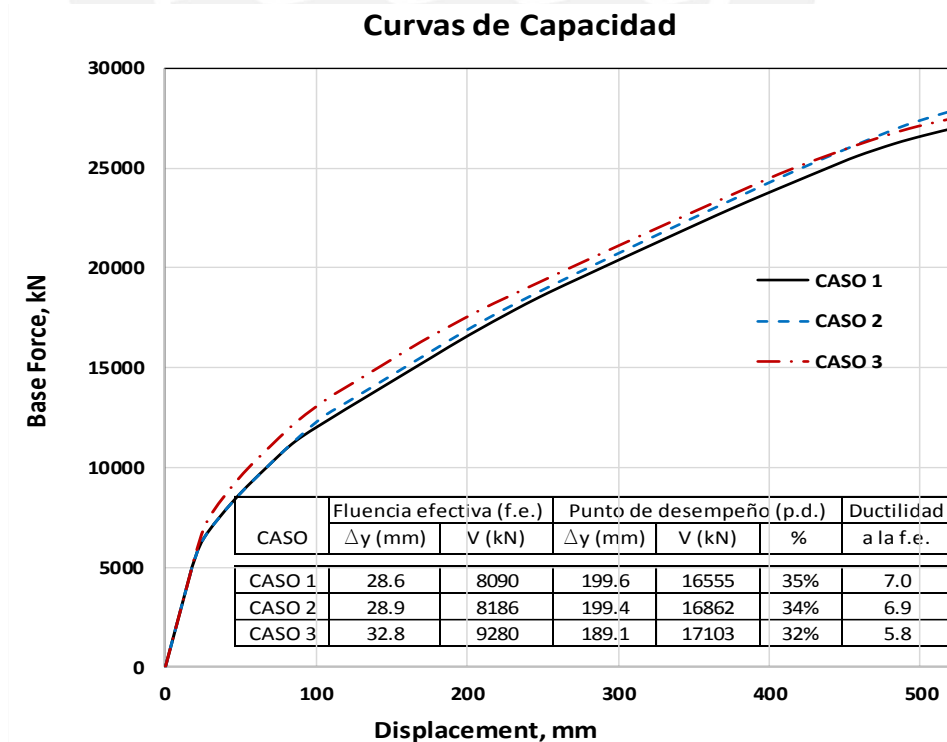


Figura 5-1: Curvas de capacidad para los tres tipos de edificio

Las diferencias y similitudes entre los 3 casos

- Las tres curvas de capacidad son iguales en la etapa elástica.
- El porcentaje del punto de desempeño en el rango elástico disminuye de 35% para el caso 1 a 32% para el caso 3, lo cual es una mejora de 9% en el comportamiento estructural esperado cuando la estructura se refuerza con .
- Las ductilidades de la estructura relativos a la fluencia efectiva disminuye de 7.0 para el caso 1 a 5.8 para el caso 3, representando una desmejora del 17% en el comportamiento estructural esperado.
- Cuando se refuerzan solamente las columnas con acero grado 75, caso 2, el comportamiento estructural prácticamente es el mismo entre los casos 1 y 2.

Conclusiones respecto a los resultados del análisis estático no lineal

- El método estático no lineal tipo pushover ha demostrado ser efectivo en el análisis de las estructuras estudiadas, mostrando las diferencias en el comportamiento estructural entre los diversos tipos de estructura estudiados.
- Empleando el método pushover, y estudiando la secuencia de formación de rótulas plásticas, es posible determinar las zonas débiles y reforzar las zonas críticas a fin de retrasar las fallas o crear redundancia en las estructuras.

5.1.5. DEL PUSHOVER PARA COLUMNAS C75x75 SUB-REFORZADAS

Las estructuras con columnas que están reforzadas con cuantías menores al 1%, aparte de no estar permitido por la norma E.060, han mostrado tener un mal comportamiento estructural para este tipo de estructuras aporticadas.

5.1.6. DEL PUSHOVER PARA OPTIMIZAR ESTRUCTURAS

Para el tipo de estructuras estudiada si el predimensionamiento ha sido efectuado llevando la deriva de entrepiso al límite reglamentario, no será posible optimizar las estructuras reduciendo las secciones debido a que, a pesar de tener menor fuerza sísmica la mayor flexibilidad de la estructura hará que las derivas aumenten.

5.2. CONCLUSIONES FINALES

Respecto al uso de aceros de alta resistencia en general

- En general usar aceros de alta resistencia para reforzar las estructuras de concreto armado puede proporcionar ventajas tales como:

- Menor cuantía en el refuerzo de los elementos estructurales, con el consiguiente ahorro en el insumo “acero de refuerzo” y en la mano de obra para la habilitación y colocación de la armadura.
- Menor cantidad de varillas por tanto menos congestión de aceros de refuerzo en los nudos de encuentro entre vigas y columnas.
- En el diseño de elementos estructurales con alta demanda de ductilidad, como es el caso estudiado de pórticos de concreto armado estudiado, se deberá tener presente que usar aceros de grado 75 u 80 ocasiona pérdidas de ductilidad. Asimismo se deberá tomar en cuenta todas las disposiciones reglamentarias.
- Cuando los elementos estructurales demanden mediana o poca ductilidad, como son el uso de pórticos de concreto armado en sistemas de muros estructurales, o sistemas duales o estructuras con aislamiento de base, es perfectamente factible el uso de aceros de refuerzo de alta resistencia.

Respecto al uso de aceros de grado 75 y grado 80 en el Perú

- Según el artículo 21.2.12 de la norma E.060 peruana, se permite el uso de sistemas estructurales de concreto armado que no cumplan con las disposiciones del capítulo 21 si se demuestra experimentalmente y por la vía del cálculo que el sistema propuesto tiene una resistencia como una tenacidad iguales o superiores a la de una estructura monolítica de concreto reforzada, que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de ese capítulo.

Lo desarrollado en la presente Tesis efectúa la demostración vía cálculo, quedando como futura línea de investigación el realizar pruebas experimentales o ensayos de laboratorio en los aceros tipo ASTM A615M grado 75 o tipo ASTM A706M grado 80 para cumplir con la demostración experimental requerida por el ítem 21.2.12 de la E.060, y poder usar estos aceros en construcciones del Perú.

- En el Perú se produce aceros ASTM A615 del grado 75 para fabricación de pernos de anclaje orientados a la minería. Se podría migrar esta producción para la fabricación de barras de construcción de grado 75.
- Por último, respecto al costo que puede representar el uso de aceros grado 75 respecto al uso de acero convencional grado 60, en promedio como ahorro directo en las partidas de acero de refuerzo se ha estimado que están en el orden del 5%; otros factores que conllevan a beneficios económicos indirectos tales

como mejor trabajabilidad debido a la menor congestión de acero en los nudos, ahorro en refuerzo por cortante en columnas (estribos) al tener menor número de barras longitudinales en las secciones; y por último los beneficios generales como son la mejora medio ambiental al tener menor cantidad de acero que fabricar con el consiguiente ahorro de energía y menor contaminación al planeta.

5.3. RECOMENDACIONES

Se recomienda continuar la misma línea de investigación, en otro tipo de estructuras, promoviendo así el uso de aceros ASTM A615 grado 75 o ASTM A706 grado 80 en el Perú por las ventajas que proporciona a las estructuras de concreto armado.

5.4. FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

Vía experimental

Realizar pruebas de laboratorio para verificar que las características mecánicas de los aceros de grado 75 que se importen o que se fabriquen a futuro en el país, cumplan con las disposiciones de los estándares ASTM A615M o ASTM A706M.

Vía cálculo

Estudiar teóricamente otras configuraciones estructurales tales como son: sistemas duales tipo I y tipo II, y muros estructurales. Variación del número de pisos de la estructura en estudio.

Estudiar edificios de gran altura con configuración estructural tipo Dual o de Muros estructurales es una línea de investigación futura para el uso de aceros grado 75 u 80, con la consiguiente descongestión de armaduras en los nudos.

Estudiar estructuras aisladas por su base, como son los hospitales o centros de salud, con una demanda baja demanda de ductilidad también se constituyen en una línea de investigación futura para el uso de los aceros mencionados.

REFERENCIAS

- [1] ACI Innovartion Task Group 6, Design guide for the use of ASTM A1035/A1035M Grade 100 (690) steel bars for structural concrete, ACI - Advancing concrete knowledge, 2010.
- [2] S. J. Bongiorno, «Designing with high performance concrete reinforcing,» STRUCTURE magazine, 2014.
- [3] H. Ahmad y S. Shah, «Structural properties of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete,» *Journal Prestressed Concrete Institute*, vol. 30, n° 6, pp. 92-119, 1985.
- [4] Computers and Structures INC, «Technical Note Material Stress-Strain curves,» CSI, Berkeley, California, 2008.
- [5] R. Park y T. Paulay, Estructuras de concreto reforzado, Mexico: Limusa, 1988.
- [6] H. Tavallali, A. Lepage, J. Rautenberg y S. Pujol, «Cyclic response of concrete frame members reinforced with ultrahigh strength steel,» de *ASCE/SEI Structures Congress*, Las vegas, Nevada, April 14-16, 2011.
- [7] M. Bournonville, J. Dahnke y D. Darwin, «Statistical Analysis of the Mechanical Properties and Weight of Reinforcing bars,» Structural Engineering an Materials Laboratory, Kansas, 2004.
- [8] NERHP, NIST GCR 14-917-30 Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures, NIST, 2014.
- [9] V. Gioncu, «Framed structures. Ductility and seismic response. General report.,» *Journal of Constructinal Steel Research*, n° 55, pp. 125-154, 2000.
- [10] G. Ottazzi, Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado, Lima: Tesis PUCP, 2004.
- [11] A. F. Abbasi y C. P. Siess, Effect of stress-strain characteristics of high-strength reinforcement on the behavior of reinforced concrete beam-columns, Cleveland, Ohio: University of Illinois Urbana, 1969.
- [12] M. H. Ansley, «Investigation into the structural performance of MMFX reinforcing,» Florida Department of Transportation, 2002.
- [13] R. El-Hacha, H. El-Agroudy y S. H. Riskalla, «Bond characteristics of high-strength steel reinforcement,» North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, 2006.

- [14] J. Zuo y D. Darwin, «Splice length of conventional and high relative rib area reinforcing bars in normal and high strength concrete,» *ACI Structural Journal*, vol. 97, n° 4, pp. 630-641, Jul-Aug. 2000.
- [15] T. K. Hassan, H. M. Sellem, H. Dwairi, S. H. Riskalla y P. Zia, «Shear behavior of large concrete beams reinforced with high-strength steel,» *ACI Structural Journal/Vol. 105*, No. 2, March-April 2008, 2008.
- [16] R. F. Mast, M. Dawood, S. H. Riskalla y P. Zia, «Flexural strength design of concrete beams reinforced with high-strength steel bars,» *ACI Structural Journal*, 2008.
- [17] H. M. Seliem, G. Lucier, S. H. Riskalla y P. Zia, «Behavoir of concrete bridge decks reinforced with high-performance steel,» *ACI Structural journal*, 2008.
- [18] G. A. Zeno, *Use of high-strength steel reinforcement in shear friction applications*, University of Pittsburgh, 2009.
- [19] A. Soltani, *Bond and serviceability characterization of concrete reinforced with high strength steel*, University of Pittsburgh, 2010.
- [20] A. Munikrishna, A. Hosny, S. Riskalla y P. Zia, «Behavoir of concrete beams reinforced with ASTM 1035 grade 100 stirrups under shear,» *ACI Structural Journal*, 2011.
- [21] B. M. Shahrooz, K. A. Harries y H. G. Russell, *Design of concrete structures using high-strength steel reinforcement*, NCHRP Report 679, 2011.
- [22] ICC Evaluation service, «Acceptance criteria for high-strength steel reinforcing bars,» ICC, 2012.
- [23] A. Lepage, H. Tavallali, S. Pujol y J. Rautenberg, «Towards earthquake-resistant concrete structures with ultra high-strength steel reinforcement,» *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [24] V. Granados Rivas y R. Gutierrez Lara, «Aceros de alta resistencia, tendencias en barras corrugadas,» *ASOCEM (Asociacion de productores de cemento)*, Lima, Perú, 2012.
- [25] C. Chun-Man y Z. Xiao-Kang, «Elastic and inelastic drift performance optimization for reinforced concrete buildings under earthquake loads,» *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 2004.
- [26] ASTM, *A706/A706M-14: Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM International, 2014.
- [27] ASTM, *A615/A615M-14: Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM INTERNATIONAL, 2014.

- [28] ASTM, *A1035/A1035M-14: Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM INTERNATIONAL, 2014.
- [29] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)*, ACI, 2014.
- [30] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*, ACI, 2011.
- [31] Comité ACI 318, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*, ACI, 2008.
- [32] RNE, «E.060,» de *Concreto armado*, Lima, Perú., Normas Legales, El Peruano., 2009.
- [33] RNE, «E.030,» de *Diseño sismorresistente*, Lima, Perú., Normas Legales, El Peruano., 2006.
- [34] RNE, «E.020,» de *Cargas*, Lima, Perú, Normas Legales, El Peruano., 2006.
- [35] RNE, «E.070,» de *Albañilería*, Lima, Perú., Normas Legales, El Peruano., 2006.
- [36] RNE, «E.050,» de *Suelos y cimentaciones*, Lima, Perú., Normas Legales, El Peruano., 2006.
- [37] A. Sanada y M. Maruta, «Seismic performance of high-rise RC frame structure using ultra high strength concrete,» 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.
- [38] O. Bayrak y S. Sheikh, «Seismic performance of high strength concrete columns confined with high strength steel,» 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.
- [39] J. J. Castro y H. Imai, «Structural performance of RC columns using double right angle anchorage hoops with high strength bars,» 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, 2004.
- [40] R. Petrusevska-Apostolska y G. Necevska-Cvetanovska, «Application of high strength concrete in design of seismically resistant structures,» 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, 2004.
- [41] T. Matsumoto, H. Nishihara y M. Nakao, «Flexural performance on RC and precast concrete columns with ultra high strength materials under varying axial load,» 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

- [42] G. Necevska-Cvetanovska y R. Petrusavska-Apostolska, «Strength and ductility capacity of high strength concrete elements,» 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá., 2004.
- [43] K. Taga, M. Tada, Y. Shirasawa, Y. Ichinohe y T. Hashida, «Use of ultra-high strength steel in Building frames aiming at major countermeasure for huge earthquakes,» 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
- [44] H. Bechtoula, Y. Mehani, A. Kibboua, M. Naili, S. Kono y F. Watanabe, «Seismic behavior of strength reinforced concrete columns under reversed cyclic loading,» 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
- [45] M. Samadi, H. A. Moghaddam y K. Pilakoutas, «Seismic retrofit of RC columns with inadequate lap-splice length by external post-tensioned High-strength strips,» 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
- [46] Y. Hibino, S. Suzuki, Y. Shinohara y S. Hayashi, «Influence of axial load on behavior of belled pile reinforced with high-strength steel bars,» 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
- [47] M. S. Matsumoto, K. T. Komuro, N. H. Narihara, K. S. Kawamoto y M. K. Hosozawa, «Structural Design of an Ultra High-rise building using concrete filled tubular column with ultra high strength materials,» 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
- [48] A. S. Desalegne, Shear behaviour of concrete slabs and beams reinforced with high-performance ASTM A1035 Steel, Fall: University of Alberta, 2013.
- [49] J. M. Rautenberg, Drift Capacity of concrete columns reinforced with high-strength steel, Purdue University, 2011.
- [50] J. B. Mander, M. J. N. Priestley y R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 114, nº 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [51] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [52] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers, 2010.

ANEXO

INVESTIGACIONES EFECTUADAS RESPECTO A ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

El efecto de las características de la curva esfuerzo-deformación en los aceros de refuerzo de alta resistencia en el comportamiento de vigas y columnas de hormigón armado

Investigación efectuada el 1969 por la Universidad de Illinois [12], desarrollada por A. F. Abbasi y C. P. Siess. Ya para esos años en EE.UU. se usaban los grados 60 y 75 en el refuerzo de estructuras y estaban disponibles en dicho país. El código usado era el ACI 1963 y se basaba en la deformación elasto-plástica ideal para el estudio de la curva esfuerzo-deformación de los aceros de refuerzo y no tomaba en cuenta otros efectos como el endurecimiento por deformación del acero.

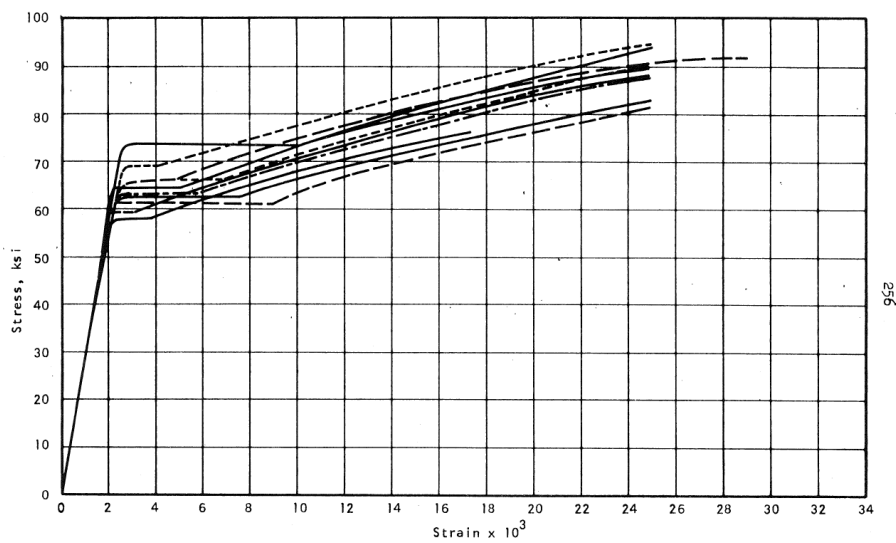
El objeto de esta investigación fue investigar analíticamente los efectos de las curvas esfuerzo-deformación de las barras de refuerzo para diferentes tipos de acero y secciones de concreto armado, sometidas a varias combinaciones de carga axial y momentos de flexión.

Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Determinación de curvas reales de esfuerzo-deformación del concreto y los aceros de refuerzo de grados 60 y 75.
- Análisis de secciones de concreto armado, reforzadas con acero de grados 60 y 75, para cargas de corto tiempo.
- Análisis de secciones de concreto armado, reforzadas con acero de grados 60 y 75, para los efectos de la fluencia.
- Análisis de secciones de concreto armado, armaduras con empalmes soldados.

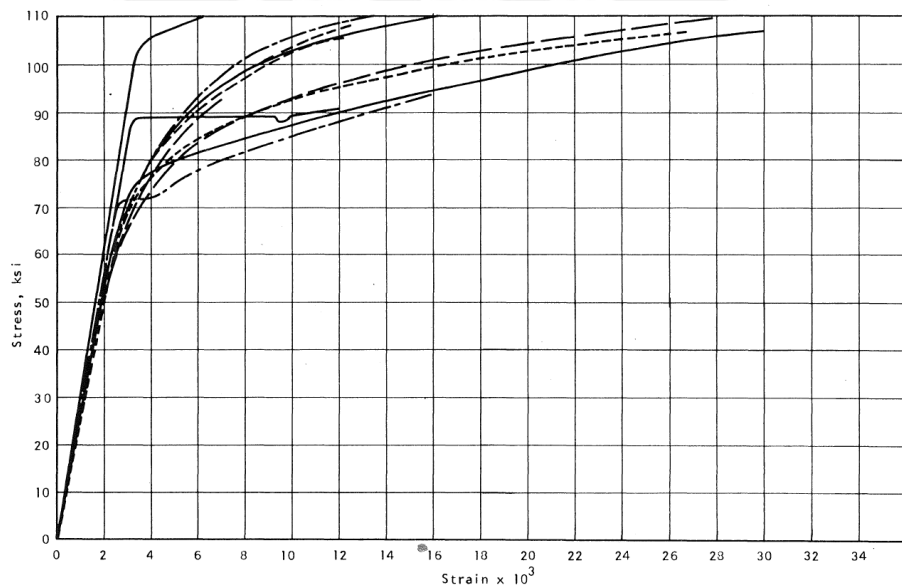
Estos estudios bastantes antiguos cuyos resultados fueron usados en mejorar los reglamentos de su época pero que en la actualidad no resultarían aplicables al haber variado los reglamentos de diseño y las normas de fabricación de los aceros.

Las principales conclusiones y/o contribuciones se dieron en la determinación de curvas reales de aceros de grado 60 y 75, en donde se aprecia que los aceros de grado 60 tiene una plataforma de fluencia bien definida, ocurriendo lo contrario para los aceros de grado 75.



256

FIG. 4.1 STRESS-STRAIN CURVES FOR ASTM GRADE 60 STEEL OBTAINED FROM TESTS



257

FIG. 4.2 STRESS-STRAIN CURVES FOR ASTM GRADE 75 STEEL OBTAINED FROM TESTS

Investigación sobre comportamiento estructural de refuerzos MMFX

Este estudio fue realizado en el año 2002 [13], orientado a la sustitución de aceros de grado 60 por aceros de refuerzo tipo MMFX en el proyecto de una subestructura de un puente donde el diseño había sido completado usando aceros de grado 60. La investigación se orientó en la ejecución cuatro ensayos en vigas en las cuales se comparó el comportamiento estructural de dichas vigas usando el refuerzo con aceros MMFX con respecto al refuerzo con aceros de grado 60. La investigación incluyó ensayos de tracción en las barras de refuerzo para determinar las propiedades del material usados en los ensayos. Cada ensayo consistió en 2 vigas iguales, una reforzada con aceros de grado 60 y la otra con aceros tipo MMFX.

En la figura 1 y en la tabla 1 de dicho estudio, mostradas a continuación, se indican las características principales de los ensayos realizados.

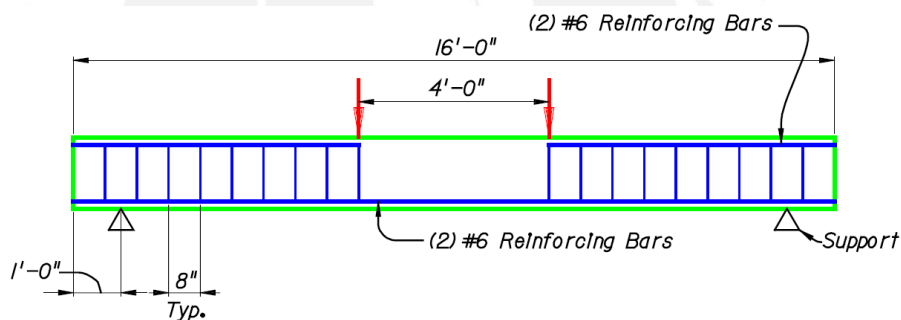


Fig. 1 Typical Beam Test Setup

Table 1

Test Number	Test Type	Concrete Strength at Time of Test	FDOT Concrete Class
1	Flexural Test with continuous reinforcing	6683 psi	IV
2	Flexural Test with reinforcing lapped 10 inches	6034 psi	IV
3	Flexural Test with reinforcing lapped 30.5 inches	5420 psi	IV
4	Shear Test	4943 psi	II

Como resultado de la investigación se determinó que con el refuerzo MMFX se obtuvo un buen desempeño pero que debido a su mayor resistencia y esfuerzo de fluencia indeterminado, se debería considerar un mayor detalle en el refuerzo cuando se usa este tipo de material.

Características de la adherencia en aceros de refuerzo de alta resistencia

Estudio efectuado el año 2006 [14]. El objetivo de la investigación fue examinar la aplicabilidad de la ecuación del código ACI 318-02 y una ecuación propuesta por Zuo y Darwin [15] en el comportamiento de la adherencia del acero de refuerzo a la pieza de concreto. El programa experimental incluyó dos fases. La primera fase consistió en medir la adherencia de cuatro de extremos de viga reforzadas con barras de acero MMFX y la segunda fase fueron ocho pruebas en zonas de traslapes con aceros MMFX.

En las figuras 1 y 2 del reporte de dicha investigación se muestran las características de los aceros y detalles de los ensayos realizados.

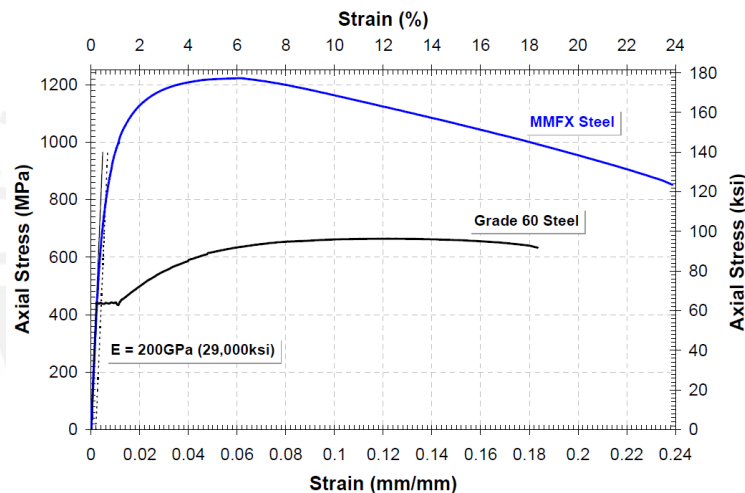


Fig. 1-Stress-Strain Curves of MMFX and Grade 60 Steel Bars

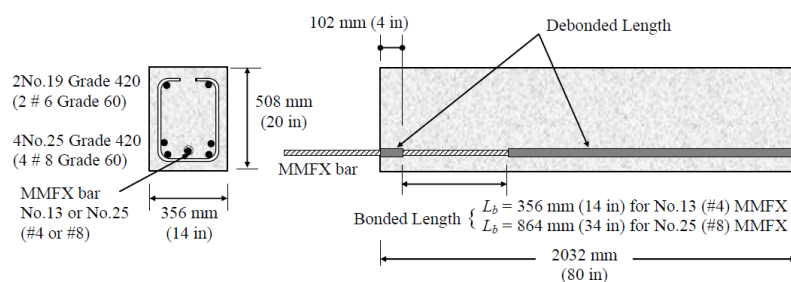


Fig. 2-Details of Beam-End Specimens

Los resultados obtenidos fueron que, hasta el límite de proporcionalidad de 550 MPa (80 ksi), la adherencia de las barras MMFX fue bastante similar a los presentados en el acero de grado 60. Para esfuerzos mayores se típicamente

se presentó una falla, repentina y frágil, en la adherencia de los aceros convencionales, a una gradual y dúctil falla debido a un comportamiento no lineal en los aceros MMFX. Se concluyó que las fórmulas de ACI para la adherencia eran aplicables hasta el límite de 550 MPa.

Comportamiento del cortante en vigas largas reforzadas con aceros de alta resistencia

Estudio efectuado el año 2008 [16] donde se efectúa un estudio del comportamiento del corte en vigas de concreto armado, de gran peralte, reforzadas con aceros de alta resistencia [1]. El estudio comprendió el ensayo de 6 vigas de gran tamaño, reforzadas con acero convencional o con acero de alta resistencia, y ensayarlas hasta su colapso. Las vigas ensayadas fueron construidas sin refuerzo por cortante para evaluar el corte nominal proporcionado solo por el concreto. En la figura 2 se muestran los detalles de los especímenes de prueba.

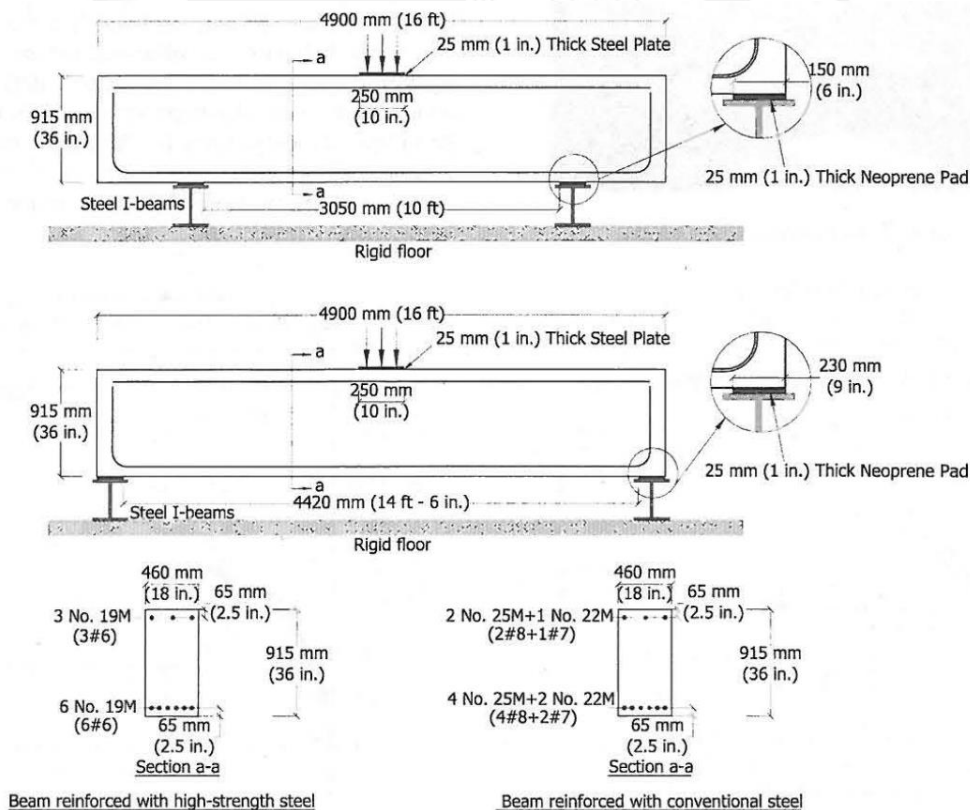


Fig. 2—Details of test specimens.

En este estudio se discutió la aplicabilidad del código vigente del ACI para vigas de concreto armado de gran peralte construidas sin refuerzo por cortante variando los parámetros de relación largo-peralte de la viga, la resistencia a la compresión del concreto f'_c , y la cantidad de refuerzo longitudinal.

El estudio desarrollado mostró que el uso de acero de alta resistencia altera el modo de falla de la tracción diagonal por corte a la compresión y los resultados de resistencia al corte en comparación con el uso del acero convencional.

También se verificó que las disposiciones del código ACI para el diseño por corte son conservadoras en vigas de concreto de gran peralte sin refuerzo por cortante en el alma.

Diseño por flexión de vigas de concreto reforzado con barras de acero de alta resistencia

Se trata de un trabajo presentado en el ACI Structural Journal el año 2008 [17], en el cual mostró una metodología para el diseño de resistencia a flexión en vigas de concreto armado reforzadas con aceros de refuerzo fabricados bajo la norma ASTM A1035-07.

El método de diseño propuesto se basó en técnicas de análisis simples que satisfacen principios fundamentales del equilibrio y compatibilidad. Se propusieron límites de deformación para las secciones de tensión controlada y secciones de compresión controlada que son consistentes con el enfoque del código ACI 318-08 y anteriores.

En la figura 1(a) del paper se muestra típicas curvas esfuerzo deformación de diferentes aceros de alta resistencia, mostrando como comparación la curva para el acero convencional de grado 60. Se nota la ausencia de plataforma de fluencia en los aceros de alta resistencia. En la figura 1(b) se muestra la actual limitación del ACI y el que se propone en el método simplificado del paper.

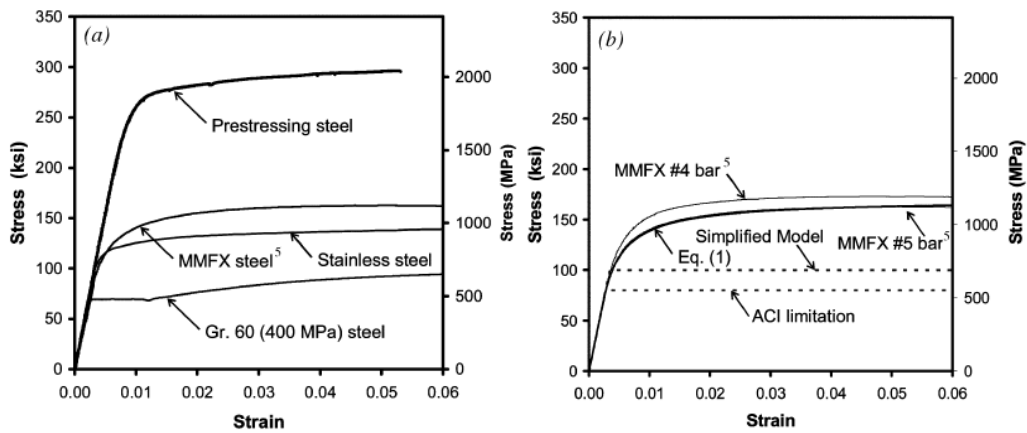


Fig. 1—(a) Material characteristics of high-strength reinforcing steel; and (b) existing and proposed limitations and material models.

En la figura 3 del paper se muestra el procedimiento propuesto para el equilibrio de fuerzas en una sección. En la figura 8 la propuesta de variación del factor ϕ .

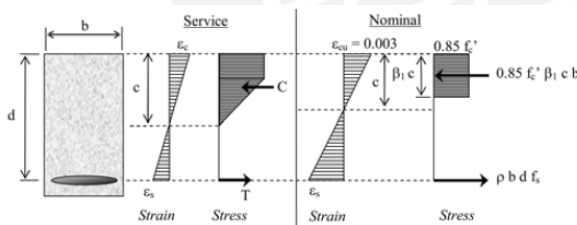


Fig. 3—Sectional analysis procedure.

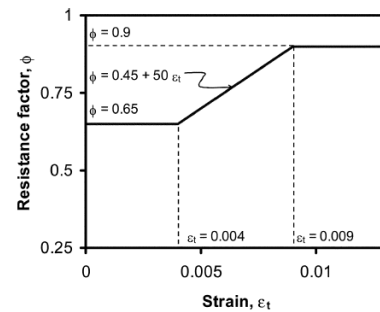


Fig. 8—Proposed variation of resistance factor ϕ for the simplified design procedure.

En la tabla 3 se muestra una comparación entre los métodos de diseño, actual y propuesto.

Table 3—Comparison of design methods

	Actual behavior	Simplified method
Tension-controlled strain limit	0.0066	0.009
Neutral axis depth c	$0.3125d$	$0.25d$
Stress block depth $a = \beta_1 c$	$0.3125\beta_1 d$	$0.25\beta_1 d$
Compressive force C	$0.85f'_c ab$	$0.85f'_c ab$
Steel area $A_s = Cf_s$	$0.85f'_c (0.3125\beta_1 d)b/125$ (in. ²) $0.85f'_c (0.3125\beta_1 d)b/862$ (mm ²)	$0.85f'_c (0.25\beta_1 d)b/100$ (in. ²) $0.85f'_c (0.25\beta_1 d)b/689$ (mm ²)
Reinforcement ratio $\rho = A_s/bd$	$0.002125f'_c \beta_1$	$0.002125f'_c \beta_1$

Comportamiento de tableros en puentes de concreto, reforzadas con aceros de alta resistencia

En este trabajo, presentado en el ACI Structural Journal del año 2008 [18] se describe el comportamiento de tableros de concreto en puentes, reforzados con aceros de alta performance, caracterizados por su alta resistencia y mayor resistencia a la corrosión comparados con el acero ASTM A 615 grado 60.

El estudio realizado incluyó la prueba de tres tableros a escala completa, con una relación de longitud a peralte de 12.5. El primer y segundo tableros fueron construidos con una misma cuantía de refuerzo utilizando aceros de alta performance y aceros de grado 60. El tercer tablero fue reforzado con acero de alta performance usando 33% menos cuantía con la finalidad de utilizar su alta resistencia. En la figura 1 se aprecian los detalles del refuerzo empleado.

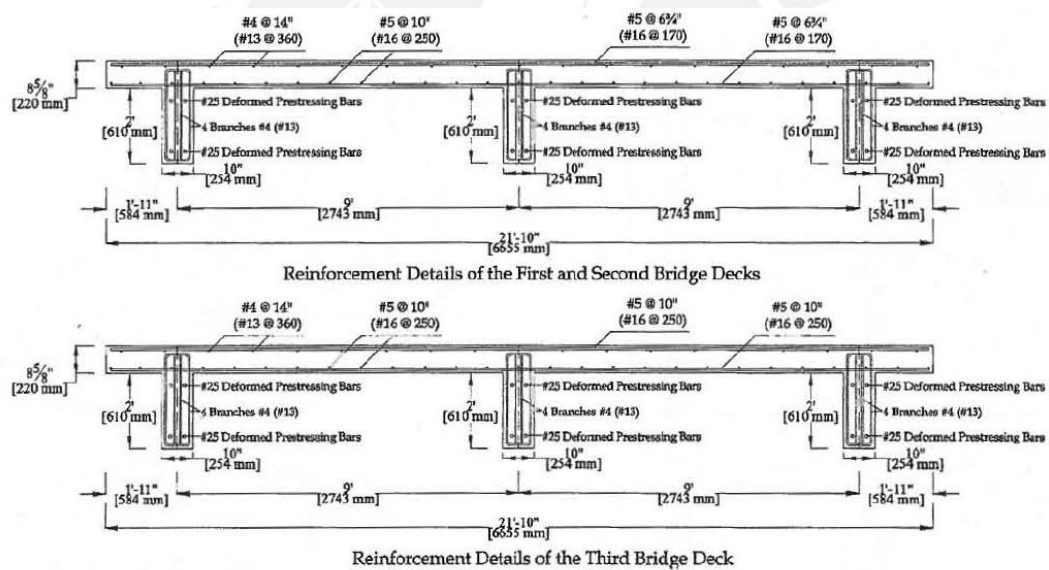


Fig. 1—Reinforcement details for three bridge decks.

Se utilizaron modelos de elementos finitos no lineales para predecir el modo y las cargas de falla. Los resultados de los ensayos mostraron que el uso de estos aceros en una proporción de refuerzo reducido es viable como refuerzo a la flexión en tableros de puentes de concreto. El estudio también efectuó pruebas con muestras de diseño especial para estudiar el efecto de la flexión en las barras de acero de alta performance en su resistencia a la tracción.

Uso de aceros de refuerzo de alta resistencia en aplicaciones de cortante por fricción

En este trabajo de tesis del año 2009 [19] se presentan los resultados de un estudio asociado al proyecto 12-77 de la NCHRP “Diseño de concreto estructural con aceros de refuerzo de alta resistencia”, siendo el objetivo del estudio evaluar los efectos de la utilización de estos refuerzos en aplicaciones de diseño utilizando esfuerzo cortante por fricción.

El cortante por fricción es el mecanismo de cizallamiento presente cuando se transfiere a través de una interface dos elementos de hormigón que pueden deslizarse uno respecto al otro, y surge de la rugosidad de la interfaz y de la fuerza con que se sujeta el refuerzo de acero a través de la interface. En la figura 1.3 del estudio se representan diversos tipos de cortante por fricción.

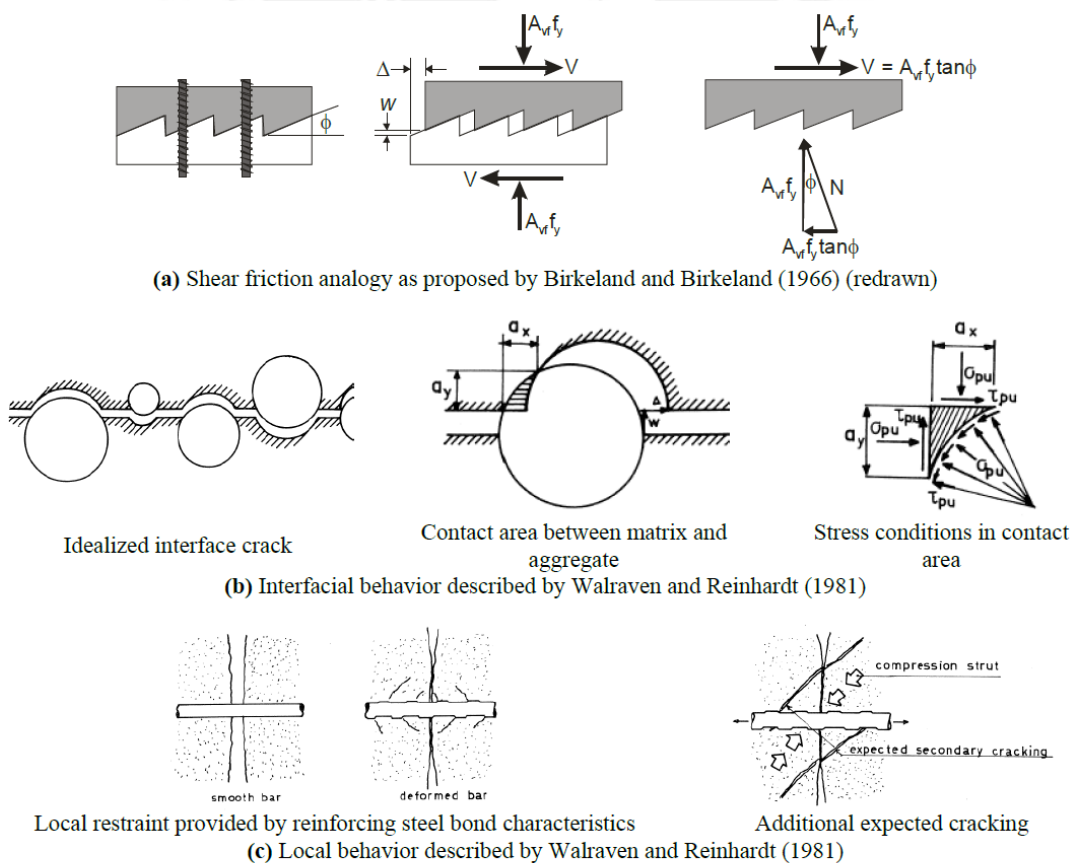


Figure 1.3: Representations of shear friction.

Los resultados del estudio mostraron que el mecanismo de fricción de cizallamiento se produce en etapas y que el componente de concreto contribuye con la mayor parte de la capacidad de fricción al corte; el componente de acero se desarrolla solo después del agrietamiento significativo, es decir, los componentes de acero y concreto en un mecanismo de fricción por corte no actúan simultáneamente como se deduce de las normas de diseño.

Los resultados también mostraron que, a diferencia de lo supuesto por AASHTO y las ecuaciones ACI, para calcular la capacidad de fricción por corte, el acero nunca alcanza su esfuerzo de fluencia por tanto el uso del acero de refuerzo de alta resistencia no afecta la capacidad de fricción por corte ya que este depende en parte del módulo elástico del acero y no del límite elástico.

El estudio termina con proponer ecuaciones alternativas para el cálculo de la capacidad de corte por fricción en elementos de concreto armado, indicados en las ecuaciones 4.5.b y 4.5.c del estudio y mostrados a continuación:

$$\text{For uncracked members: } V_{mi} = 0.075A_{cv}f'_c + 0.0014A_{vf}E_s \leq 0.2A_{cv}f'_c \quad (\text{Eq. 4.5.b})$$

$$\text{For pre-cracked members: } V_{mi} = 0.0014A_{vf}E_s \leq 0.2A_{cv}f'_c \quad (\text{Eq. 4.5.c})$$

Caracterización de la adherencia y la capacidad de servicio en concretos reforzados con aceros de alta resistencia

En este trabajo de tesis de investigación fue presentado el año 2010 [20] en la Universidad de Pittsburgh. Su objetivo fue evaluar el *AASHTO LRFD Design Specifications* para determinar su aplicabilidad en estructuras de concreto armado al utilizar barras de refuerzo de alta resistencia ASTM A1035.

Las recientes revisiones de la *AASHTO Construcción Specifications* permiten el uso de aceros de refuerzo fabricados bajo el estándar ASTM A1035. Las barras de refuerzo ASTM A1035 se caracterizan por una alta resistencia a la tracción (100 o 120 ksi) y una relación de esfuerzo-deformación sin meseta de

fluencia. La *AASHTO LRFD Design Specifications*, sin embargo, limita la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo a 75 ksi para la mayoría de aplicaciones, por tanto, aunque se especifican aceros ASTM A1035 por su alta resistencia a la corrosión, su mayor esfuerzo de fluencia no puede ser utilizada en el diseño.

El estudio abarcó temas tales como: a) la evaluación experimental de longitud de desarrollo de barras de refuerzo de alta resistencia; b) evaluación del comportamiento a la fatiga de los miembros reforzados con refuerzo de alta resistencia; y c) evaluación paramétrica de servicio y ancho de fisuras en miembros flexionados, comparando los resultados con los resultados experimentales disponibles. La figura 2.4 muestra las curvas esfuerzo deformación de los aceros de refuerzo usados en el programa experimental.

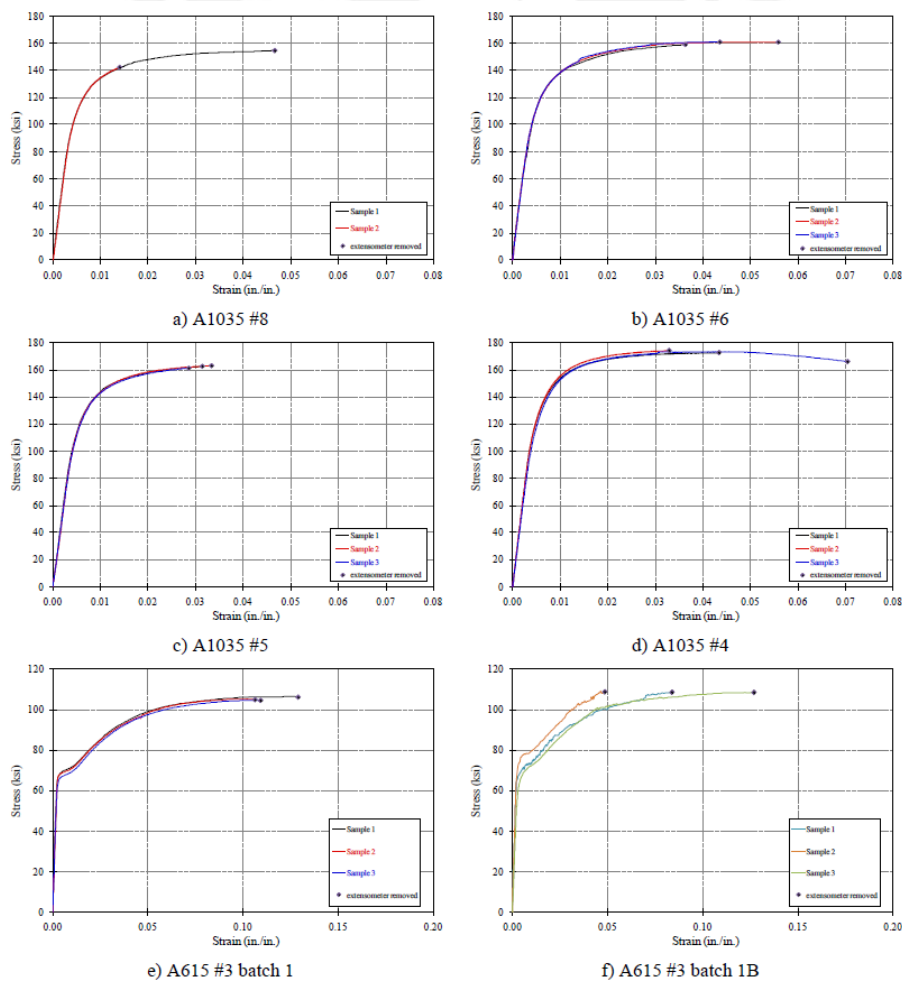


Figure 2.4 Stress – strain curves for reinforcing steel used in this experimental program.

Dos pruebas de resistencia a gran escala llevados a cabo como parte del estudio y revisión de los datos publicados disponibles demuestran que los valores actualmente aceptados para la fatiga o el límite de 'resistencia' para el acero de refuerzo son aplicables y probablemente conservadora, cuando se aplica a las barras de mayor resistencia. Además, se demuestra que las consideraciones de fatiga rara vez afectan al diseño de elementos de hormigón armado típicos que tienen $f_y \leq 100$ MPa.

Finalmente señala que al usar aceros A1035 o cualquier otro refuerzo de alta resistencia de acero se espera que el esfuerzo en la carga de servicio sea mayor que cuando se utiliza acero convencional. En consecuencia, las cargas de servicio al ser mayores afectan las deflexiones y ancho de fisuras en servicio. El estudio recomienda limitar los esfuerzos a un nivel de servicio de $f_s \leq 60$ ksi.

Guía de Diseño ITG-6R-10 para el uso de barras de acero ASTM A1035/A1035M en concreto estructural

Esta guía, ITG-6R-10 [1], publicada por el *ACI Innovation Task Group 6* el año 2010, proporciona disposiciones de diseño para el uso de la norma ASTM A1035/A1035M grado 100 (690 MPa) en barras de refuerzo corrugadas para elementos estructurales de concreto armado.

La guía incluye un análisis de las características de las barras de acero en estudio y recomienda criterios de diseño para vigas, columnas, sistemas de losas, muros y zapatas para las categorías de diseño sísmico A, B o C. Asimismo señala que, por falta de datos adecuados, la aplicación de las categorías de diseño sísmico D, E o F se limita a sistemas de losas, fundaciones, componentes estructurales no designados como parte del sistema sismorresistente, con la excepción en el uso de armadura transversal de confinamiento de concreto con un esfuerzo de fluencia nominal de hasta 100 ksi.

En tal sentido, el ITG-6R proporciona orientación adicional para usar aceros de alta resistencia en las barras de refuerzo más allá de las actuales limitaciones del ACI 318, planteando realizar modificaciones a la versión 2011 del ACI 318 (*publicación anterior a la última versión ACI 318*).

Las modificaciones que plantea el ACI ITG-6R-10 son las siguientes:

- 1) **Refuerzo corrugado:** Modificar la sección 3.5.3.3 del ACI 318 para que diga lo siguiente:

3.5.3.3 Barras de refuerzo de grado 100 del ASTM A1035 serán permitidos para deformaciones por tracción: $\varepsilon_s \leq 0.015$.

- 2) **Categorías y clases de exposición:** Modificar el ACI 318 sección 4.2 añadiendo la sección 4.2.2 siguiente:

4.2.2 Se permitirá que las barras de refuerzo de grado 100 del ASTM A1035 estén en contacto con otros grados de acero, excepto cuando la construcción esté en un medio acuoso.

- 3) **Doblado:** Modificar el ACI 318 sección 7.3 añadiendo la sección 7.3.3 siguiente:

7.3.3 Está prohibido el doblado de aceros ASTM A1035.

- 4) **Redistribución de momentos:** Modificar ACI 318 sección 8.4 añadiendo lo siguiente:

La redistribución de momentos no se aplicará a elementos con barras de refuerzo ASTM A1035 grado 100.

- 5) **Factor de reducción de resistencia:** Modificar ACI 318 sección 9.3.2.2 reemplazando el segundo párrafo por el siguiente:

Para secciones reforzadas con aceros de grado 100 ASTM A1035 en el que la deformación del acero de refuerzo en el extremo traccionado para el esfuerzo nominal, ε_t , está entre los límites de las secciones de compresión controlada y la tracción controlada, ϕ se permitirá aumentar linealmente desde las secciones de compresión controlada a 0.90, de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$\phi = 0.45 + 50 \varepsilon_t$$

- 6) **Diseño de resistencia por refuerzo:** Modificar ACI 318 sección 9.4 siguiente:
- 9.4 Los límites de esfuerzos de fluencia de las barras ASTM A1035 grado 100 usadas en el diseño de los miembros estructurales serán los mostrados en la tabla 1.*

- 7) **Control de las deflexiones:** Modificar ACI 318 Tabla 9.5 (a) añadiendo la nota siguiente:

c) Esta tabla no se aplica a los miembros reforzados con barras ASTM A1035 grado 100. Las deflexiones se computarán de acuerdo con la sección 9.5.2.3.

Reemplazar la ecuación 9-8 del ACI 318 con la ecuación siguiente:

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)} \leq I_g$$

- 8) **Esfuerzo de tracción:** Modificar ACI 318 sección 10.2.4 de la siguiente manera:
- 10.2.4 El de tracción en barras ASTM A1035 grado 100 deberán ser calculados de acuerdo con las ecuaciones siguientes:*

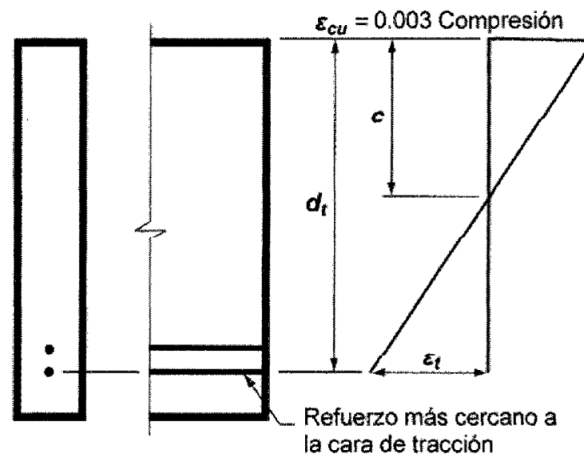
$$f_s = 29,000 \varepsilon_s (\text{ksi}) \text{ para } \varepsilon_s \leq 0.0034$$

$$100 \text{ ksi para } 0.0034 < \varepsilon_s < 0.015$$

- 9) **Límite de la deformación controlada por compresión:** Modificar ACI 318 sección 10.3.3 de la siguiente manera:

10.3.3 Las secciones son de compresión controlada si la deformación en el extremo de refuerzo en tracción, ε_s , es igual o menor al límite de deformación por compresión controlada cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesta en 0.003. El límite de deformación por compresión controlada es el refuerzo en condiciones balanceadas. Para aceros de refuerzo ASTM A1035 grado 100 se permitirá establecer el límite de esfuerzo de compresión controlada igual a 0.004.

A continuación se muestra la figura R10.3.3 de la norma ACI 318-08 donde se muestra lo normado a la fecha del estudio.



Distribución de deformación unitaria neta tracción (Figura R10.3.3, norma ACI 318-08)

- 10) **Límite de la deformación controlada por tracción:** Modificar ACI 318 sección 10.3.4 de la siguiente manera:

10.3.4 Las secciones reforzadas con ASTM A1035 grado 100 son de tensión controlada, si la deformación por tracción en el extremo traccionado, ϵ_t , es igual o superior a 0.009 cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesta de 0.003. Secciones con ϵ_t entre el límite de la deformación por tensión controlada y 0.009 constituyen una región de transición entre las secciones de compresión controlada y tracción controlada.

- 11) **Ratio de refuerzo volumétrico en Espiral:** Se propone modificar el ACI 318 sección 10.9.3 de la siguiente manera:

10.9.3 El ratio de refuerzo volumétrico en espiral, ρ_s , no debe ser menor que el valor dado por la ecuación siguiente:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Donde el valor de f_{yt} usado en la ecuación no debe exceder 100 ksi. Para f_{yt} mayores que 60 ksi y aceros de refuerzo ASTM A1035 grado 100, no se deben usar empalmes traslapados.

- 12) **Efectos de esbeltez:** Modificar el ACI 318 sección 10.10.2 según:

10.10.2 Cuando los efectos de esbeltez no son despreciados como permitido por 10.10.1, el diseño se basará en fuerzas factorizadas y análisis de momentos de segundo orden satisfaciendo 10.10.5. Estos miembros deben cumplir también con

10.10.2.1 y 10.10.2.2. Las dimensiones de cada sección transversal usada en el análisis deberán estar dentro del 10% de las dimensiones de los miembros que figuran en el documento contractual o el análisis se repetirá.

- 13) **Resistencia al corte proporcionada por un concreto no preesforzado:** Modificar el ACI 318 sección 11.2.1.1 añadiendo lo siguiente:

Para losas de techo unidimensionales reforzadas con barras ASTM A1035 grado 100, donde (1) ρ es menos del uno por ciento; (2) No hay carga axial significativa presente; y (3) no se proporciona ningún refuerzo por corte, V_c se calculará de acuerdo con una de las fórmulas siguientes:

$$V_c = \frac{73}{39 + 2.1d} \sqrt{f'} b_w d \text{ (libras)}$$

$$V_c = \frac{154}{1000 + 2.1d} \sqrt{f'} b_w d \text{ (Newton)}$$

- 14) **Diseño de refuerzos por Esfuerzo Cortante:** Modificar ACI 318 sección 11.4.2 según lo siguiente:

11.4.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño de refuerzo cortante no deben exceder de 60 ksi (410 MPa), excepto el valor puede ser incrementado a 80 ksi (5590 MPa) para vigas y muros donde apariencias y capacidad de servicio debido a fisuras por cortante no son críticas en las consideraciones de diseño.

- 15) **Mínimo refuerzo por Corte:** Modificar ACI sección 11.4.6.1 reemplazando el primer párrafo con el siguiente:

Una superficie mínima de refuerzo de corte, $A_{v,min}$ debe ser provista en todos los miembros de concreto en flexión reforzados con barras ASTM A1035 grado 100 donde V_u con más de $0.5 \phi V_c$, excepto en los miembros que cumplan una o más ítems de (a) hasta la (f).

- 16) **Desarrollo de barras corrugadas en tracción:** Modificar ACI sección 12.2 mediante la supresión de las secciones 12.2.2 y 12.2.3, renumerando la sección 12.2.4 para convertirse en 12.2.3 y la sección 12.2.2 ser reemplazada con la siguiente:

12.2.2 Para barras corrugadas ASTM A1035 grado 100 l_d deberá estar de acuerdo con la ecuación siguiente:

En pulgadas:

$$l_d = \frac{\left(\frac{f_y}{f'c^{1/4}} - 0.2400\omega\right) \alpha \beta_c \lambda}{0.76.3 \left(\frac{c_b \omega + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad \text{(pulgadas)}$$

Donde:

$$\Phi = 0.8$$

$$\alpha = 1.3 \text{ para barras encima}$$

$$\beta_c = 1.0 \text{ para barras no recubiertas}$$

$$\lambda = 1.0 \text{ para concretos de peso normal.}$$

$$K_{tr} = (0.52 t_r t_d A_{tr} / s n) \sqrt{f'_c}$$

$$t_r = 9.6 R_r + 0.28 \leq 1.72$$

$$t_d = 0.78 d_b + 0.22 \quad (\text{pulgadas})$$

$$\left(\frac{c_b \omega + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 4.0$$

En unidades del sistema internacional (SI):

$$l_d = \frac{\left(\frac{f_y}{f'_c^{1/4}} - 0.57.4 \omega \right) \alpha \beta_c \lambda}{0.1.83 \left(\frac{c_b \omega + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (\text{mm})$$

$$K_{tr} = (6.26 t_r t_d A_{tr} / s n) \sqrt{f'_c} \quad (\text{mm})$$

$$t_r = 9.6 R_r + 0.28 \leq 1.72$$

$$t_d = 0.03 d_b + 0.22 \quad (\text{pulgadas})$$

$$\left(\frac{c_b \omega + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 4.0$$

- 17) **Desarrollo de barras corrugadas en compresión:** Modificar ACI sección 12.3 añadiendo lo siguiente:

El especificado esfuerzo de fluencia, f_y , de barras de refuerzo en compresión de ASTM A1035 grado 100, está limitado a 80 ksi máximo (550 MPa).

- 18) **Anclajes mecánicos y soldados:** Modificar ACI sección 12.14.3.1 con la siguiente redacción:

12.14.3.1 Se permitirán empalmes mecánicos cuando ha sido reconocido específicamente su uso por el ASTM A1035 GRADO 100. Está prohibida la soldadura en las barras.

- 19) **Modificación de momentos en losas de techo armadas en dos direcciones:** Modificar ACI sección 13.6.7 con la siguiente redacción:

13.6.7 La modificación de momentos factorizados negativos y positivos, utilizando la redistribución de momentos, está prohibido en losas armadas de dos direcciones armadas con barras ASTM 1035 grado 100.

- 20) **El uso en estructuras sismoresistentes:** Modificar ACI sección 21.1.5 adicionando una sección 21.1.5.6 como sigue:

21.1.5.6 El uso de barras de refuerzo longitudinal ASTM A1035 grado 100, en un miembro estructural que es parte de un sistema de fuerza-resistencia sísmica de un edificio asignado a SDC D, E o F, está prohibido. Se permite el uso barras de refuerzo ASTM A1035 grado 100 como refuerzo transversal, siempre f_{yt} se limite a 60 ksi (410 MPa) como máximo para el cálculo de la resistencia al corte.

Comportamiento de vigas de concreto reforzadas con estribos de corte de barras de acero ASTM A1035/A1035M

Este trabajo de investigación del 2011 [21] trata de los esfuerzos de cortante en vigas de gran longitud reforzadas con barras de acero de ASTM A1035 grado 100, y comparadas con un refuerzo similar efectuado con barras de acero ASTM de grado 60.

El programa experimental de investigación incluyó 18 pruebas en nueve vigas de gran tamaño, de concreto armado, probadas bajo cargas estáticas hasta la falla. Todas las vigas fueron de 22 pies (6.7m) de largo y fueron diseñadas utilizando una resistencia a compresión del concreto de 28 MPa. Las nueve vigas se clasificaron en 3 grupos basados en su resistencia al corte. La separación del refuerzo por cortante se varió para reflejar un nivel mínimo y máximo de resistencia al corte según el ACI 318. Las muestras de ensayos fueron diseñadas para inducir tensiones de 80 y 100 ksi (550 y 690 MPa) en los estribos de alta resistencia. En la figura 1 del estudio se muestra una sección típica de las vigas del grupo 3.

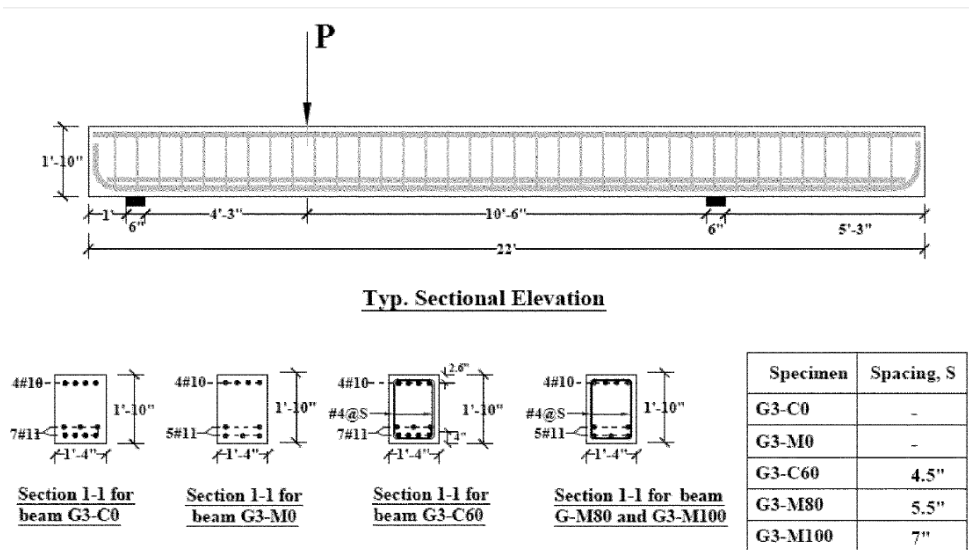


Fig. 1—Typical cross sections for beams of Groups 1, 2, and 3.

Los resultados mostraron que: (1) usar barras de alto esfuerzo de fluencia ASTM A1035, con una reducción en el ratio de refuerzo por corte, las vigas pueden alcanzar resistencia al corte similar a los de las vigas reforzadas con barras de aceros de grado 60. (2) usar una cuantía menor en vigas con refuerzo longitudinal de alta resistencia tuvieron deflexiones más altas que las vigas diseñadas con aceros convencionales de grado 60. (3) usar estribos con aceros de alta resistencia, diseñados con esfuerzos de fluencia de 80 y 100 ksi, , están dentro de los límites aceptables por el ACI 318-08.

Respuesta cíclica de miembros de pórticos de concreto armado reforzados con aceros de alta resistencia.

Este trabajo fue realizado el año 2011 [6], señala que por muchos años el diseño de estructuras de concreto armado en EE.UU. fue dominado por el uso de aceros de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 60 ksi. Usando aceros de refuerzo de alto esfuerzo de fluencia introduciría muchos beneficios a la arquitectura, ingeniería y la industria de la construcción.

El experimento para evaluar el comportamiento mecánico de vigas y columnas reforzadas con UHSS (ultra high strength Steel) o aceros de alta resistencia, estuvo compuesto de las variables siguientes:

- Aceros con esfuerzos de fluencia nominal de 60, 97 y 120 ksi.
- Aplicación de fuerza axial de 0 y 20% $f'_c A_g$, donde f'_c es la resistencia a compresión el concreto y A_g es el área bruta de la sección del espécimen.

En la tabla 1 del informe se muestra la descripción de los especímenes ensayados. Las curvas esfuerzo deformación de los aceros se muestra en la figura 1.

Table 1. Description of Test Specimens

Specimen	Axial Load $A_g f'_c$ (%)	Longitudinal Reinforcement ^a			Transverse Reinforcement (2#3)	
		Top	Bottom	f_y , ksi	Spacing, in	f_y , ksi
Beams at Penn State (b=16", h=10", d=8")						
#1 CC4-X	0	4#7	4#7	60	2	60
#2 UC4-X	0	4#6	4#6	97	2	60
Columns at Purdue (b=9", h=12", d=10")						
#3 CC-3.3-20	20	3#7	3#7	60	2.5	60
#4 UC-1.6-20	20	2#6	2#6	120	2.5	60

^a Reinforcement bars were provided by SAS Stressteel ($f_y = 97$ ksi) and by MFMX Technologies ($f_y = 120$ ksi)

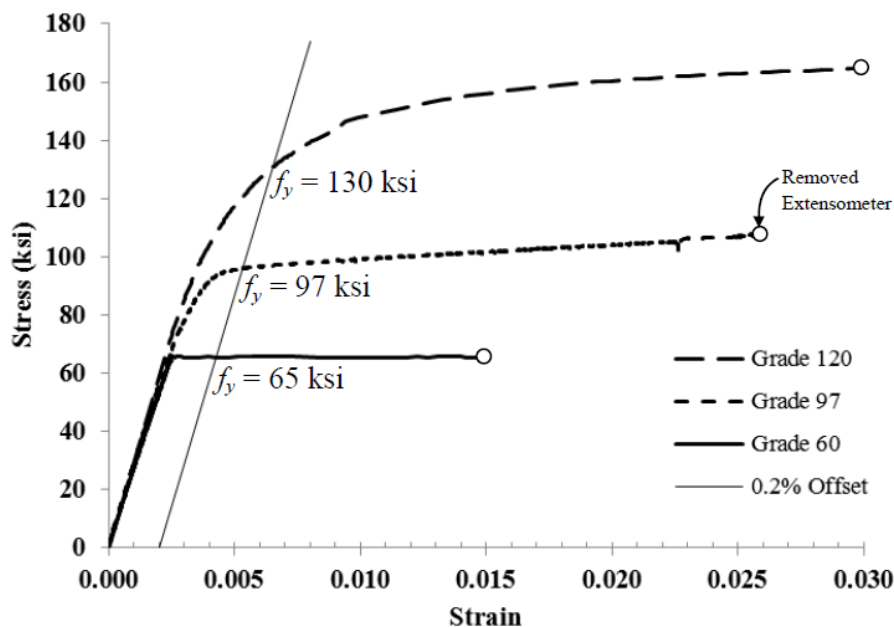


Figure 1. Measured Tensile Properties of Reinforcing Steel

La geometría de los especímenes ensayados se muestra en la figura 2 del informe, y se muestra a continuación:

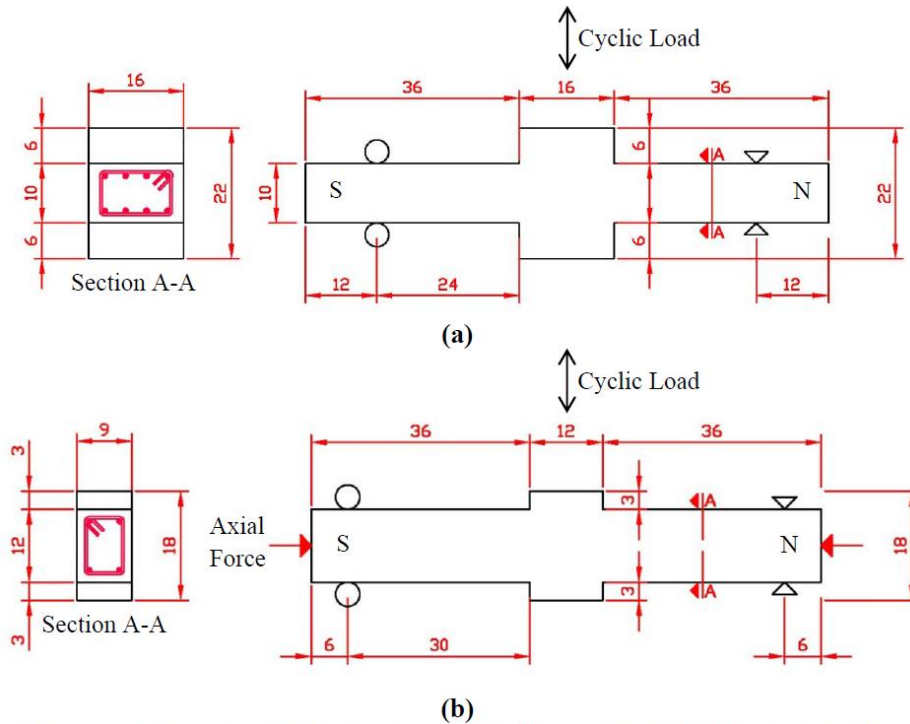


Figure 2. Geometry of Test Specimens, (a) Beams Tested at Penn State, (b) Columns Tested at Purdue (all dimensions in inches)

El protocolo de las cargas aplicadas en la tabla 2 y figura 3 que se muestran a continuación:

Table 2. Loading Protocol

Step*	Drift (%)
1	0.15
2	0.20
3	0.30
4	0.40
5	0.60
6	0.80
7	1.0
8	1.5
9	2.0
10	3.0
11	4.0
12	5.0

*Two cycles of loading in each step

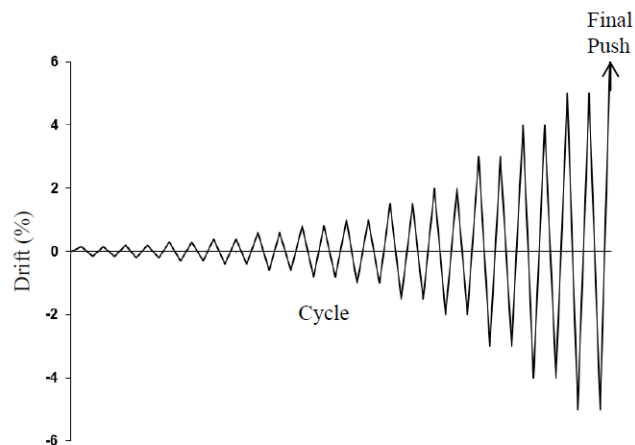


Figure 3. Loading Protocol

Las figuras 10 y 11 se muestran resultados obtenidos para el espécimen 4, apreciándose los ciclos histeréticos de la muestra ensayada.

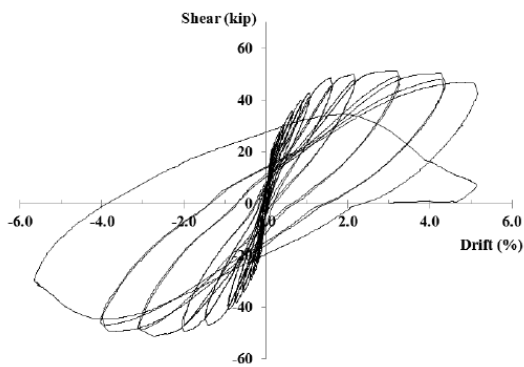


Figure 10. Shear Force vs. Drift Ratio, Specimen #4



Figure 11. Specimen #4 at 4% Drift Ratio

Los resultados obtenidos sugieren que las vigas o columnas reforzadas con acero longitudinal de alta resistencia tienen capacidades de deriva similares a vigas o columnas reforzadas con aceros longitudinal convencional (con aproximadamente con el doble de refuerzo). Las vigas ensayadas toleraron ratios de derivas mayores en 10% sin fallar, y las columnas una deriva mayor en 5%, respecto a las presentadas con refuerzos de acero convencional.

Los especímenes reforzados con aceros de alta resistencia requirieron menos acero que los especímenes reforzados con aceros convencionales para alcanzar la misma capacidad de momento lo que resultó en una menor congestión de aceros. Sin embargo, la reducción de acero causó una reducción de la rigidez en la carga y descarga, más allá del agrietamiento. La menor rigidez provocó una reducción de la energía de disipación como medida del área de los lazos de histéresis.

Diseño de estructuras de concreto usando aceros de refuerzo de alta resistencia.

Este trabajo fue realizado el año 2011 por la NCHRP [22] y se identifica como Report 679, proyecto 12-77. El objetivo de dicho estudio fue evaluar *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* tendientes a usar aceros de refuerzo de

alta resistencia y otros grados de acero de refuerzo que no tienen una meseta de fluencia definida.

El foco de la fase experimental de dicho estudio se centró en la aplicación de la norma ASTM A1035 ya que los aceros de refuerzo, fabricados bajo esta norma, tienen una alta resistencia y no tienen una meseta de fluencia definida.

El programa de análisis de ese trabajo complementa los datos experimentales y evalúa los problemas de diseño relacionados con otros grados de acero de refuerzo de investigación trata de los de esfuerzos de cortante en vigas de gran longitud reforzadas con barras de acero de ASTM A1035 grado 100, y comparadas con un refuerzo similar efectuado con barras de acero ASTM de grado 60. La figura 8 muestra el patrón de fisuras y curvatura de un ensayo.



Figure 8. Crack patterns and curvature in Specimen F4 immediately prior to failure.

Criterios de aceptación del acero de refuerzo de alta resistencia.

Trabajo realizado por la *ICC Evaluation Service* el año 2012 [23] y que tiene por objetivo establecer procedimientos para el acero de alta resistencia. El estudio se enmarcó dentro del Código IBC 2012 y 2009, siendo su base de reconocimiento la sección IBC 104.11.

El criterio se aplica en aceros de diferentes tipos que cumplen con el ASTM A1035 grado 100, para uso de refuerzo longitudinal y transversal sujeto a las siguientes restricciones:

- Los aceros ASTM A1035 no pueden ser utilizados como barras de refuerzo en elementos de pórticos de momentos especiales, en muros de corte especiales de borde y en vigas de acople.
- No deben ser soldados
- No deben ser utilizadas como barras corrugadas de refuerzo en tensión.
- La resistencia especificada para el concreto debe oscilar entre 4000 psi a 12,000 psi (28 MPa a 84 MPa)
- El criterio es aplicable al refuerzo de sección 3.5.3.2; 3.5.3.3; 9.4; 11.4.2; 11.5.3.4; 11.6.6; 18.9.3.2 y 19.3.2 del ACI 318-11, referenciado en la sección 1901.2 del IBC.
- El diseño estructural utilizando las barras de refuerzo de alta resistencia se harán de conformidad con el ACI 318 y ACI ITG-6R.
- Para estructuras asignadas a diseño sísmico de las categorías D, E o F, las barras de refuerzo ASTM A1035 de grado 100 se limitan a la colocación en sistemas de losas, fundaciones y componentes estructurales no designados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas pero analizado de forma explícita para los efectos inducidos de desplazamientos de diseño de acuerdo al ACI 318 sección 21.13 (versión 2011 del ACI 318).

En la sección 4 de dicho documento se explica la metodología de diseño siguiendo estos criterios del ICC.

Uso de refuerzos de alta resistencia en estructuras de concreto sismorresistentes.

Trabajo realizado el año 2014 por la NEHRP Consultants Joint Venture e identificado como NIST GCR 14-917-30 [8], siendo el propósito el documentar los recientes cambios y evaluar el uso de aceros refuerzos con grados mayores a 60 ksi in elementos estructurales con responsabilidades sísmicas. El actual estándar ACI 318-11 (*actual para la fecha del estudio*) permite el uso de refuerzos con esfuerzos de fluencia de 80 ksi para flexión y confinamiento

pero limita el esfuerzo del refuerzo a 60 ksi en el diseño de pórticos especiales a momento y de muros especiales estructurales.

El informe revisa las investigaciones existentes para determinar si existe información suficiente para justificar el uso de refuerzo con límites elásticos de 80 ksi (o incluso 100 ksi) en pórticos especiales y muros estructurales especiales, e identificar problemas de rendimiento y de diseño relacionados con el uso de refuerzo con límites de elasticidad de 120 MPa o más. El informe presenta resultados de análisis explorando si el rendimiento de un edificio diseñado con un refuerzo de alta resistencia sería equivalente a la de un edificio diseñado con refuerzo convencional, de acuerdo al ACI 318-11.

Aunque el uso de refuerzo de alta resistencia tiene beneficios potenciales, también hay numerosas preguntas acerca de la conveniencia de su uso como parte de un sistema para resistir los efectos del terremoto. El informe busca identificar estas preguntas y, cuando sea posible, proporcionar las respuestas. Las siguientes preguntas, entre muchos otros, son exploradas:

- ¿Los miembros reforzados con refuerzo de alta resistencia para flexión tienen ductilidad adecuada para resistir los efectos del terremoto en virtud de los procedimientos actuales de diseño?
- ¿El uso de refuerzo de alta resistencia requiere de uniones viga-columna más resistentes para hacer frente a las fuerzas de adherencia más altas en los pórticos especiales?
- ¿Qué espaciamiento del refuerzo transversal se requiere para evitar el pandeo de refuerzo de alta resistencia?
- ¿Cuál es el efecto de la utilización de refuerzos de alta resistencia en la rigidez general y el período de una estructura? ¿Cómo afecta el uso de refuerzo de alta resistencia afecta la deriva?
- ¿La resistencia al corte de vigas, columnas y muros aumenta con el aumento de la resistencia a la fluencia refuerzo de corte?

En la figura 2-2 del informe se muestra la fractura y medida de la elongación total en una barra de refuerzo estudiada como parte del estudio realizado. En la figura 2-4 se muestran ensayos para determinar la ductilidad de las barras.

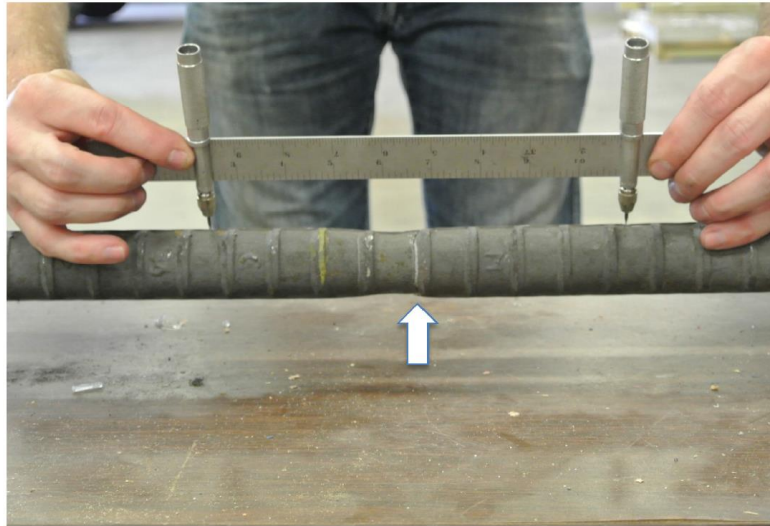


Figure 2-2 Photo of fractured bar being measured for total elongation by measuring across the 8-inch gage length. Arrow points to fracture location (photo courtesy of Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Copyright 2013).



Figure 2-4 Example bend-rebend test specimens from New Zealand (Hopkins and Poole (2005), image courtesy of the New Zealand Department of Building and Housing, now part of the Ministry of Business Innovation and Employment).

El informe incluyó el apéndice A con un estudio de la capacidad de deformación para diferentes tipos de aceros de refuerzo, incluyendo con fines comparativos el acero convencional de grado 60. Los aceros estudiados se muestran en la tabla A-1 mostrada a continuación:

Table A-1 Stress-Strain Parameters for Reinforcing Steel

Reinf. Type	f_y ²	ϵ_{sh} ³	ϵ_{su} ⁴	f_u / f_y ⁵
100-S1 ⁶	100 ksi	-	0.06	1.5
100-S2	100 ksi	0.00345	0.06	1.2
100-S3	100 ksi	0.0134	0.06	1.5
80-S3	80 ksi	0.0128	0.06	1.5
60-S3	60 ksi	0.0121	0.06	1.5

Donde:

- ¹ Refer to Figure A-1.
- ² Yield strength of reinforcement based on the 0.2% Offset Method.
- ³ Strain defining the onset of strain hardening.
- ⁴ Maximum usable strain. For reinforcing steel models in Figure A-1, maximum usable strain coincides with the tensile strength. A value of 6% is a representative low-bound strain associated with the peak stress (tensile strength). In contrast, the strain associated with fracture elongation may be up to two times the strain associated with peak stress.
- ⁵ Ratio of tensile strength to yield strength.
- ⁶ Based on Equation A-1.

Para los aceros se tuvieron los siguientes parámetros esfuerzo-deformación:

Table A-2 Stress-Strain Parameters for Concrete

f'_c ¹	ϵ_0 ²	K ³	Z_{uc} ⁴	Z_{cc} ⁵
5 ksi	0.002	1.2	300	40
10 ksi	0.003	1.2	700	40

- ¹ The stress-strain relations for compressed concrete are based on the modified Kent and Park model (Park et al., 1982); refer to Figure A-2. The value of f'_c corresponds to the compressive strength of unconfined concrete, for which $K = 1$.

Los resultados se muestran en las figuras mostradas a continuación:

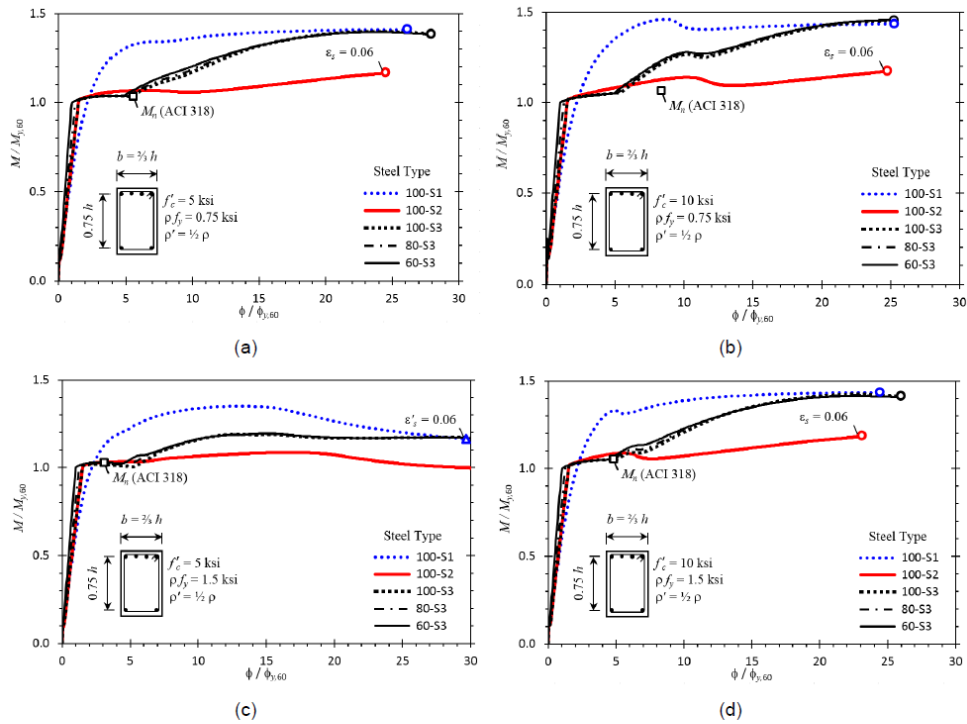


Figure A-4 Moment-curvature relationships for beams with different concrete compressive strengths and reinforcing steel ratios: (a) $f'_c = 5$ ksi and $\rho_g f_y = 0.75$ ksi; (b) $f'_c = 10$ ksi and $\rho_g f_y = 0.75$ ksi; (c) $f'_c = 5$ ksi and $\rho_g f_y = 1.5$ ksi; and (d) $f'_c = 10$ ksi and $\rho_g f_y = 1.5$ ksi. (Top bars are in tension.)

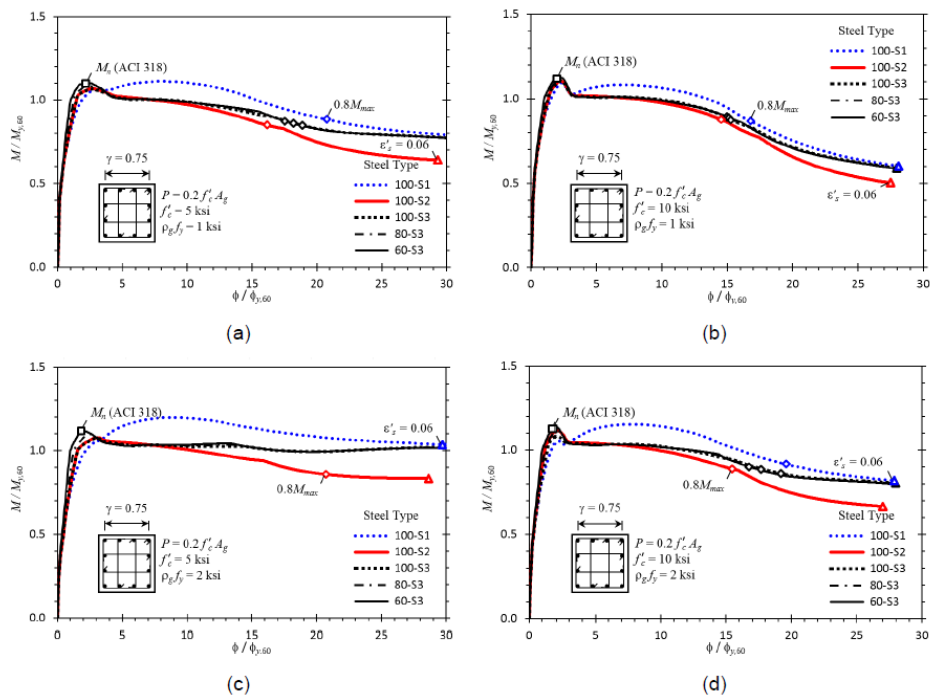


Figure A-6 Moment-curvature relationships for columns with different concrete compressive strengths and reinforcing steel ratios, with an axial load of $P = 0.2f'_c A_g$: (a) $f'_c = 5$ ksi and $\rho_g f_y = 1$ ksi; (b) $f'_c = 10$ ksi and $\rho_g f_y = 1$ ksi; (c) $f'_c = 5$ ksi and $\rho_g f_y = 2$ ksi; and (d) $f'_c = 10$ ksi and $\rho_g f_y = 2$ ksi.

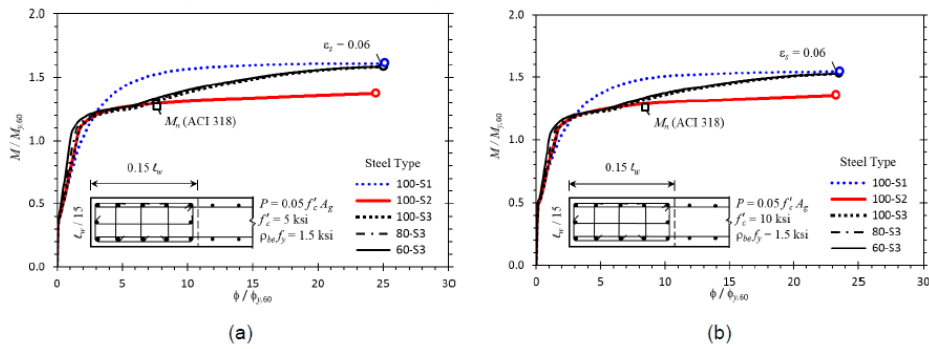


Figure A-9 Moment-curvature relationships for walls with different concrete compressive strengths, with an axial load of $P = 0.05 f'_c A_g$: (a) $f'_c = 5$ ksi and $\rho_w f_y = 1.5$ ksi; and (b) $f'_c = 10$ ksi and $\rho_w f_y = 1.5$ ksi.

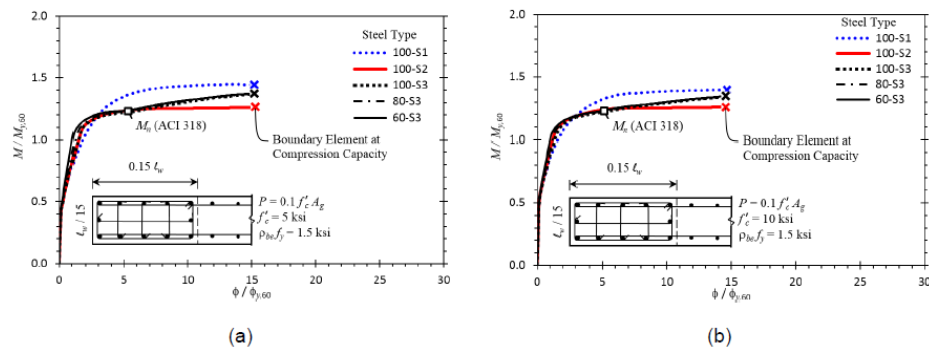


Figure A-10 Moment-curvature relationships for walls with different concrete compressive strengths, with an axial load of $P = 0.1 f'_c A_g$: (a) $f'_c = 5$ ksi and $\rho_w f_y = 1.5$ ksi; and (b) $f'_c = 10$ ksi and $\rho_w f_y = 1.5$ ksi.

