

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**ESCUELA DE POSGRADO**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**ENSAYOS EXPERIMENTALES EN VIGAS DE CONCRETO POSTENSADO CON  
TENDONES ADHERIDOS Y NO ADHERIDOS**

**Tesis para optar el Grado de Magíster en Ingeniería Civil, que presenta**

**DARIO QUINTANILLA HUAYTA**

**ASESOR**

**Mg. GIANFRANCO OTTAZZI PASINO**

**Lima – Perú**

**2016**

## DEDICATORIA



*A Dios.*

*Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.*

*A mis padres y hermanos por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo.*

*Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.*

## AGRADECIMIENTOS

A mi asesor el Ing. Gianfranco Ottazzi a quien admiro profundamente, le agradezco por motivarme a seguir el camino del estudio y la investigación.

A la Ing. Gladys Villa García y a todo el personal del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP por apoyarme en la realización de los ensayos.

A la empresa Samayca Ingenieros, a los Ingenieros Carlos Samanez, Dina Carrillo, Luis Villena y José Atalaya por haber aceptado apoyarme con los materiales, aplicación y resuelto dudas respecto al sistema de postensado.

A la Maestría en Ingeniería Civil de la PUCP por el apoyo brindado en los materiales necesarios.

A mi compañero de la maestría Javier y a Maddeley por su apoyo en la realización de esta tesis.



## RESUMEN

En esta tesis se ha diseñado y ensayado cuatro vigas de concreto postensado con tendones adheridos y no adheridos para analizar su comportamiento en flexión. Se comparó el desempeño de ambos tipos de sistema de postensado basados en la resistencia en servicio, la resistencia máxima, las deflexiones, la recuperación de deflexión y el patrón de agrietamiento

Las cuatro vigas tuvieron la misma sección "T" de concreto, establecida en base a un hipotético sistema de techo comparable con una losa aligerada que es bastante usada en nuestro país. La sección "T" presenta un peralte de 300 mm, un espesor de ala de 50 mm, un ancho de ala de 650 mm y un ancho del alma de 150 mm.

La principal variable fue el uso de tendones de preesfuerzo adheridos y no adheridos en las vigas de concreto. Por lo tanto, para estudiar su influencia se ensayaron dos especímenes iguales VA-1 y VA-2 que presentan como refuerzo postensado un único tendón adherido de 12.7 mm (0.5") de diámetro y dos especímenes iguales VNA-1 y VNA-2 con un único tendón no adherido de 12.7 mm (0.5") de diámetro. En todas las vigas se dispuso una trayectoria parabólica del tendón con excentricidad máxima al centro de luz.

La luz de ensayo fue de 4000 mm y se aplicaron dos cargas puntuales a 1500 mm de cada extremo, teniendo una longitud central de 1000 mm en flexión pura. El diseño de las vigas fue realizado siguiendo las disposiciones del Capítulo 18 (concreto preesforzado) de nuestra norma de concreto armado E.060.

Se concluye que las vigas con el tendón adherido y no adherido presentan un comportamiento similar siempre y cuando se coloque el acero convencional exigido por la norma de concreto armado E.060 para las vigas con el tendón no adherido.

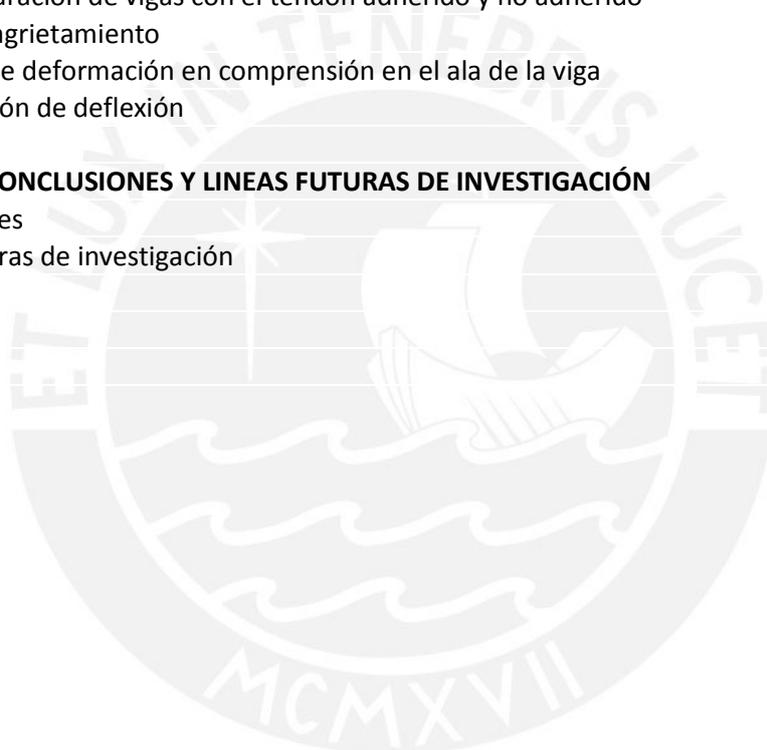
El análisis en base a las relaciones momento-curvatura permitió la predicción teórica para las vigas postensadas con tendones adheridos.

Esta información puede servir para futuros ensayos experimentales de elementos y estructuras preesforzadas con la finalidad de aportar al capítulo de concreto preesforzado de nuestra norma.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES</b>	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	3
1.3 Objetivos	4
1.4 Metodología	4
<b>CAPÍTULO 2: MATERIALES EN EL CONCRETO PREESFORZADO</b>	5
2.1 Concreto	5
2.1.1 Concreto en compresión uniaxial	5
2.1.2 Modelo para el concreto	7
2.1.2.1 Modelo de Hognestad	7
2.2 Acero de preesfuerzo	8
2.2.1 Tipos de acero de preesfuerzo	8
2.2.2 Proceso de producción	8
2.2.3 Modelos para acero de preesfuerzo	10
2.2.3.1 Modelo PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute)	10
2.2.3.2 Modelo SABS (South African Bureau of Standards)	11
2.2.3.3 Modelo Ramberg-Osgood Modificado	11
2.3 Sistemas de anclaje para el postensado	13
2.4 Condiciones de durabilidad	14
2.4.1 Corrosión del acero de preesfuerzo	14
2.4.2 Altas temperaturas y fuego	16
<b>CAPÍTULO 3: DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS</b>	18
3.1 Elección de la sección y tendón de preesfuerzo	18
3.2 Fuerza de preesfuerzo y resistencia a la compresión del concreto	19
3.3 Requisitos en flexión	19
3.3.1 Resistencia en estado último	20
3.3.1.1 Viga con tendón adherido	20
3.3.1.2 Viga con tendón no adherido	23
3.3.2 Límites de refuerzo de elementos sometidos en flexión	26
3.3.3 Resistencia por esfuerzos permisibles	28
3.3.4 Variación de la excentricidad del tendón a lo largo de la viga	32
3.4 Diseño por corte	34
3.5 Diseño de zona de anclaje	36
3.6 Pérdidas de preesfuerzo	40
3.6.1 Estimación global de las pérdidas	41
3.6.2 Estimación detallada de las pérdidas	42
<b>CAPÍTULO 4: CÁLCULO DE RESPUESTA DE MIEMBROS PREESFORZADOS EN FLEXIÓN</b>	46
4.1 Cálculo de contra flecha “camber”	46
4.2 Alargamiento del tendón de preesfuerzo	47
4.3 Relación momento – curvatura de las secciones	48
4.4 Respuesta carga - deflexión al centro de luz	52
<b>CAPÍTULO 5: CONSTRUCCIÓN Y ENSAYOS</b>	55
5.1 Construcción de vigas postensadas	55
5.2 Proceso de tensado	57

5.3 Ensayo de materiales	59
5.3.1 Probetas de concreto	59
5.3.2 Acero convencional	60
5.3.3 Acero de preesfuerzo	60
5.4 Instrumentación y ensayo de vigas	63
<b>CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES</b>	<b>65</b>
6.1 Diagrama momento-curvatura	65
6.1.1 Comparación de cálculo teórico con respuesta experimental en vigas con el tendón adherido	65
6.1.2 Comparación de vigas con el tendón adherido y no adherido	65
6.2 Repuesta carga - deflexión al centro de luz	67
6.2.1 Comparación de cálculo teórico con respuesta experimental en vigas con el tendón adherido	67
6.2.2 Comparación de vigas con el tendón adherido y no adherido	68
6.3 Patrón de agrietamiento	70
6.4 Variación de deformación en compresión en el ala de la viga	71
6.5 Recuperación de deflexión	72
<b>CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN</b>	<b>73</b>
7.1 Conclusiones	73
7.2 Líneas futuras de investigación	73
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>74</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>75</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

### Capítulo 1

Fig. 1.1	Proceso de pretensado y postensado	2
Fig. 1.2	Acero de preesfuerzo en sistema adherido y no adherido	2
Fig. 1.3	Distribución de esfuerzo en tendones adheridos y no adheridos	2

### Capítulo 2

Fig. 2.1	Materiales en el concreto postensado: Concreto, tendones y anclajes	5
Fig. 2.2	Respuesta del concreto y sus constituyentes	6
Fig. 2.3	Agrietamiento observado en el concreto en la zona en tracción de la viga VA-1	6
Fig. 2.4	Relaciones esfuerzo - deformación analítica y experimental para diferentes resistencias del concreto reportadas por la PCA	7
Fig. 2.5	Modelo de Hognestad para el concreto en compresión	7
Fig. 2.6	Secciones comunes y diámetros de tendones de preesfuerzo	8
Fig. 2.7	Proceso de fabricación del tendón de preesfuerzo	9
Fig. 2.8	Mejora de la respuesta esfuerzo-deformación de tendón de siete alambres	10
Fig. 2.9	Modelo esfuerzo-deformación para tendón recomendado por la PCI	11
Fig. 2.10	Modelo esfuerzo-deformación para tendón recomendado por la SBABS 100-1	11
Fig. 2.11	Coefficientes en el modelo de Ramberg - Osgood Modificado	12
Fig. 2.12	Modelo esfuerzo-deformación de Ramberg Osgood Modificado	12
Fig. 2.13	Sistema de losa postensada con tendones no adheridos	13
Fig. 2.14	Protección de anclajes no adheridos y anclaje adherido	16
Fig. 2.15	Ducto de plástico y sección transversal de tendón adherido con inyección de mortero	16

### Capítulo 3

Fig. 3.1	Sección escogida y sección típica de aligerado convencional	18
Fig. 3.2	Sección con tendón en el centro de luz y extremo de las vigas	18
Fig. 3.3	Sección de viga "T" y ubicación de tendón de preesfuerzo	20
Fig. 3.4	Estado de deformaciones calculado de acuerdo al método aproximado	21
Fig. 3.5	Análisis por compatibilidad de deformaciones para viga con tendones adheridos	22
Fig. 3.6	Requisitos para ductilidad en flexión de elementos preesforzados	26
Fig. 3.7	Área Act para cálculo de refuerzo mínimo adherido en vigas con tendones no adheridos	27
Fig. 3.8	Sección con refuerzo convencional adherido colocado en viga con tendón no adherido	28
Fig. 3.9	Estado de esfuerzos proporcionado por el preesfuerzo	30
Fig. 3.10	Estado de esfuerzos para determinar momento de servicio	30
Fig. 3.11	Estado de esfuerzos para determinar momento de agrietamiento	31
Fig. 3.12	Modelo de análisis para determinar las cargas que puede soportar la viga	32
Fig. 3.13	Limites superior e inferior para cargas distribuidas en la longitud de la viga	33
Fig. 3.14	Limites superior e inferior para cargas puntuales en la longitud de la viga	33
Fig. 3.15	Trazado parabólico del tendón entre límites superior e inferior en la longitud de la viga	33
Fig. 3.16	Mecanismo de falla por flexión – cortante	34

Fig. 3.17	Diagrama de cortante actuante y cortante resistente por falla cortante-flexión, cortante en el alma y expresión aproximada de la norma	36
Fig. 3.18	Zona de anclaje en extremos de elementos postensados y agrietamiento por altos esfuerzos	37
Fig. 3.19	Método semi-elástico para diseño zona de anclaje	38
Fig. 3.20	Momento de diseño para zona de anclaje en cada incremento	38
Fig. 3.21	Esquema de armadura puntal-tirante recomendada	39
Fig.3.22a	Esquema de cálculo para determinar la fuerza de tracción	39
Fig.3.22b	Esquema de cálculo para determinar la fuerza de tracción	40
Fig. 3.23	Pérdida por fricción por curvatura voluntaria (curvature effect) e involuntaria (wobble effect)	42
Fig. 3.24	Pérdida de preesfuerzo por fricción en viga con el tendón adherido y no adherido	43
Fig. 3.25	Pérdida después del deslizamiento en el anclaje en vigas con el tendón adherido y no adherido	44

#### Capítulo 4

Fig. 4.1	Sistema de cargas equivalentes en vigas	46
Fig. 4.2	Alargamiento total del cable	48
Fig. 4.3	Diagrama momento curvatura de sección al centro de luz de la viga con características de tendón de preesfuerzo de la ASTM A426 y certificado de fabricante	50
Fig. 4.4	Variación relación momento-curvatura en viga con excentricidad constante y variable	50
Fig. 4.5	Esquema de trayectoria del tendón de preesfuerzo	51
Fig. 4.6	Variación de los diagramas momento curvatura a lo largo de la longitud de la viga	51
Fig. 4.7	Cálculo de deflexiones a partir de curvaturas	52
Fig. 4.8	Integración numérica de curvaturas para determinar deflexiones	53
Fig. 4.9	Respuesta calculada carga-deflexión de viga con el tendón adherido sometida a cargas puntuales	53

#### Capítulo 5

Fig. 5.1	Armadura y anclaje fijo en extremo de viga con tendón adherido	55
Fig. 5.2	Armadura y anclaje fijo en extremo de viga con tendón no adherido	56
Fig. 5.3	Trayectoria parabólica del tendón en vigas con el tendón adherido	56
Fig. 5.4	Curado húmedo de vigas y probetas con manta de yute	57
Fig. 5.5	Colocación de cuñas en vigas con el tendón adherido y no adherido y pintado en el tendón para medir alargamiento final	57
Fig. 5.6	Gato hidráulico y mecánico, presión registrada por gato hidráulico en el tensado y tensado de vigas	58
Fig. 5.7	Alargamiento final medido en viga VA-1 (a), VA-2 (b), VNA-1 (c) y VNA-2 (d)	58
Fig. 5.8	Proceso final de tensado de vigas: cortado de tendón excedente, colocación de tapa anticorrosiva y sellado con material epóxico	59
Fig. 5.9	Incremento de la resistencia a la compresión de probetas en el tiempo	59
Fig. 5.10	Relación esfuerzo-deformación local de barra de acero de 6 mm de diámetro	60
Fig. 5.11	Dispositivo de ensayo para tendones en tracción y ubicación de extensómetro para medir la deformación local	61
Fig. 5.12	Relación esfuerzo-deformación local de tendones de preesfuerzo	61

Fig. 5.13	Posición inicial de las cuñas antes del ensayo, penetración y fractura de las cuñas después de la rotura del tendón	61
Fig. 5.14	Tendón adherido y no adherido con anclajes para ensayo, destrenzado de tendón después de rotura y rotura de tres de alambres en el anclaje	62
Fig. 5.15	Comparación relación esfuerzo-deformación local del acero de preesfuerzo y el acero convencional	62
Fig. 5.16	Instrumentación: Elevación de la viga y corte al centro de luz	63
Fig. 5.17	Izado de viga con el tendón no adherido mediante dos puntos	64
Fig. 5.18	Dispositivo de ensayo para las vigas	64

## Capítulo 6

Fig. 6.1	Comparación de diagramas momento-curvatura experimental y calculado en vigas con el tendón adherido	65
Fig. 6.2	Diagrama momento curvatura de vigas con el tendón adherido y no adherido	66
Fig. 6.3	Diagrama momento curvatura de vigas: zona de agrietamiento	67
Fig. 6.4	Comparación de respuesta carga-deflexión experimental y calculada en vigas con el tendón adherido	68
Fig. 6.5	Respuesta carga-deflexión de vigas con el tendón adherido y no adherido	69
Fig. 6.6	Respuesta carga-deflexión de vigas y niveles de carga de acuerdo a la Clase	69
Fig. 6.7	Patrón de agrietamiento en vigas con el tendón adherido y no adherido	70
Fig. 6.8	Comparación agrietamiento VA-2 y VNA-2	70
Fig. 6.9	Agrietamiento y deformación de vigas con el tendón adherido y no adherido	71
Fig. 6.10	Variación de deformación en compresión en el ala de la viga	71
Fig. 6.11	Recuperación de deflexión de vigas VA-2 y VNA-1	72

## ÍNDICE DE TABLAS

### Capítulo 2

Tabla 2.1	Requerimientos de ASTM A416 para tendones de preesfuerzo	10
-----------	--	----

### Capítulo 3

Tabla 3.1	Resumen de cálculo de esfuerzo en tendón adherido por método aproximado	21
Tabla 3.2	Resumen de cálculo momento nominal por método aproximado	21
Tabla 3.3	Resumen de cálculo de momento nominal por compatibilidad de deformaciones	23
Tabla 3.4	Resumen de cálculo del esfuerzo en el tendón no adherido	24
Tabla 3.5	Resumen de cálculo de momento nominal de viga con el tendón no adherido con el método aproximado de la norma	24
Tabla 3.6	Resumen de cálculo de momento nominal de viga con el tendón no adherido con el método de Naaman et al.	25
Tabla 3.7	Resistencia en flexión en estado último en cada viga	25
Tabla 3.8	Revisión de límite de refuerzo máximo	26
Tabla 3.9	Revisión de límite de refuerzo mínimo	27
Tabla 3.10	Cálculo de refuerzo mínimo adherido en vigas con el tendón no adherido	28
Tabla 3.11	Propiedades de la sección bruta	28
Tabla 3.12	Propiedades de la sección transformada	28
Tabla 3.13	Esfuerzos permisibles en la etapa de transferencia y servicio según la Clase	29
Tabla 3.14	Esfuerzos en la sección de concreto por la fuerza de preesfuerzo	29
Tabla 3.15	Momento de servicio en función del esfuerzo en tracción permisible según Clase U	30
Tabla 3.16	Momento de servicio en función del esfuerzo en tracción permisible según Clase T	30
Tabla 3.17	Momento de servicio en cada Clase	31
Tabla 3.18	Cargas en servicio en base a resistencia última y por esfuerzos permisibles (Clase U) en viga con el tendón adherido	31
Tabla 3.19	Cargas en servicio en base a resistencia última y por esfuerzos permisibles (Clase U) en viga con el tendón no adherido	31
Tabla 3.20	Cargas de servicio en viga con el tendón adherido y no adherido	32
Tabla 3.21	Cálculo de refuerzo en la zona de anclaje	38
Tabla 3.22	Resumen de cálculo de refuerzo para la zona de anclaje	40
Tabla 3.23	Pérdidas de preesfuerzo y sus etapas de ocurrencia en el pretensado y postensado	41
Tabla 3.24	Suma global de pérdidas de preesfuerzo recomendadas	41
Tabla 3.25	Valores para determinar la pérdida por fricción en viga con el tendón adherido y no adherido	43

### Capítulo 4

Tabla 4.1	Cargas equivalentes y contra flecha en el centro de luz en el instante y después del tensado en la viga con el tendón adherido y no adherido	47
Tabla 4.2	Alargamiento total del cable en el instante del tensado	48
Tabla 4.3	Características de los modelos de esfuerzo-deformación para los materiales	49
Tabla 4.4	Fuerza de preesfuerzo estable	49

<b>Capítulo 5</b>		
Tabla 5.1	Resistencia a la compresión de probetas	59
<b>Capítulo 6</b>		
Tabla 6.1	Momentos resistentes máximos de vigas con el tendón adherido y no adherido	66
Tabla 6.2	Alargamiento de los tendones y momentos de agrietamiento de las vigas	66
Tabla 6.3	Cargas máximas de las vigas con el tendón adherido y no adherido	68



## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

El preesforzado consiste en pre comprimir al concreto para mejorar su comportamiento en tracción frente a las cargas externas. El uso de acero convencional mejora la resistencia del concreto a esfuerzos de tracción. Sin embargo, el concreto debe agrietarse para que el acero convencional comience a trabajar. En el caso del preesforzado el acero de alta resistencia se encuentra pre estirado (altas deformaciones) antes de que cualquier carga actúe sobre el elemento de concreto.

La operación de preesfuerzo produce un sistema auto equilibrado de esfuerzos [1]. Esos esfuerzos auto equilibrados consisten en altos esfuerzos de tracción en el acero de preesfuerzo, los cuales resultan en una fuerza de tracción  $P$ , y se contrarrestan con los esfuerzos de compresión en el concreto, los cuales resultan en una fuerza de magnitud  $P$  [1]. Estas fuerzas se cancelan a sí mismas por lo que el preesfuerzo no causa ni carga axial, ni momento. Sin embargo, el miembro se acorta y flexiona debido al preesfuerzo [1]. Ya que grandes esfuerzos de compresión existen en el concreto previos a la aplicación de cargas externas, el elemento preesforzado puede resistir cargas sustanciales antes de que la fibra inferior alcance el agrietamiento en el concreto [1].

La aplicación práctica del preesfuerzo se debe principalmente a Eugene Freyssinet. No obstante no fue el primero en aplicar este principio. En 1886, P.H. Jackson ingeniero de San Francisco obtuvo las patentes para sujetar tirantes de acero en piedras artificiales y arcos de concreto que se utilizaron como losas de piso [2]. Sin embargo, este y otros esfuerzos iniciales por pre comprimir al concreto fallaron debido al flujo plástico y la contracción del concreto, ya que eliminaban la pre compresión inicial. En 1908, C. R. Steiner de Estados Unidos sugirió reajustar las barras de refuerzo después que las pérdidas diferidas tuvieran lugar para recuperar algo de la pérdida total. En 1925 R. E. Dill de Nebraska ensayó barras de acero de gran resistencia pintadas para impedir su adherencia con el concreto, entonces después de la fragua del concreto las barras de refuerzo se tensaron y anclaron con tuercas [2]. Esto sucesivamente dio la idea para el concreto postensado no adherido. En 1928 Freyssinet comenzó a utilizar alambres de alta resistencia en combinación con concreto también de alta resistencia, los cuales dieron excelentes resultados, ya que las deformaciones diferidas representaban un porcentaje pequeño de la deformación inicial.

Según el instante de aplicación de preesfuerzo en el concreto genera dos tipos de procedimiento, el pretensado y el postensado. En el pretensado (Ver Fig. 1.1), el acero de preesfuerzo es tensado antes de la colocación del concreto. En el postensado, el cable o tendón es tensado después de que el concreto ha fraguado y llegado a una resistencia mínima.

A su vez el postensado puede ser adherido o no adherido. En el postensado adherido, después que se ha realizado el tensado del cable se procede a la inyección con mortero en el ducto donde se encuentra el acero de preesfuerzo. Por lo tanto se asume que existe perfecta adherencia entre el tendón y el concreto a su alrededor.

En el postensado no adherido no se inyecta con mortero en el ducto, por lo tanto la fuerza de preesfuerzo actúa sobre los anclajes en los extremos (Ver Fig. 1.1). No existe adherencia entre el tendón y el concreto alrededor por lo que no se tiene compatibilidad de deformaciones.

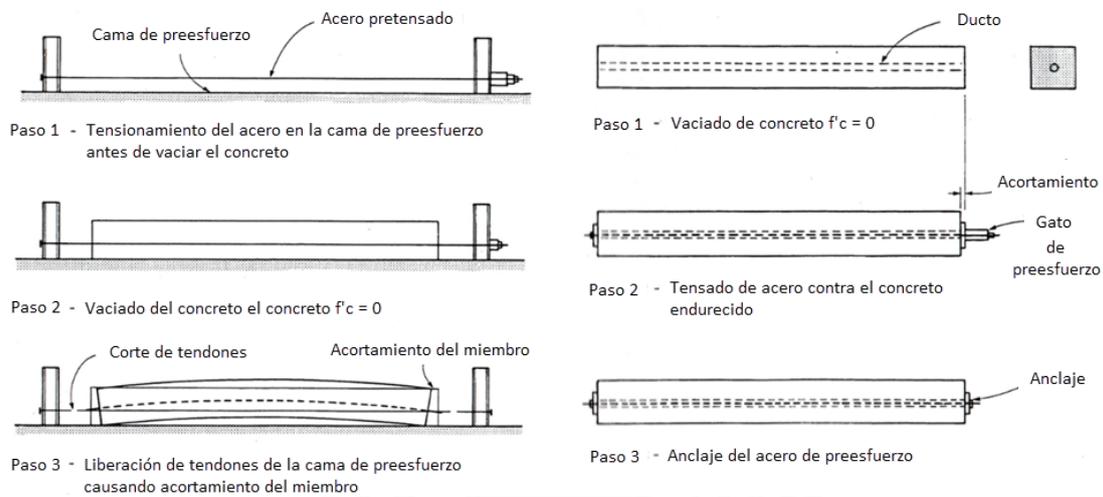


Fig. 1.1 Proceso de pretensado (izquierda) y postensado (derecha) [1]

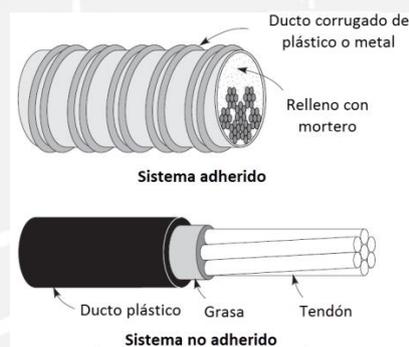


Fig. 1.2 Acero de preesfuerzo en sistema adherido y no adherido [3]

El comportamiento del concreto postensado adherido y no adherido es el mismo hasta el instante del agrietamiento, posterior a este instante la falta de adherencia en el sistema no adherido modifica su comportamiento. En el sistema adherido las deformaciones se concentran en las zonas de momentos altos, mientras que en el sistema no adherido la deformación en el tendón se distribuye uniformemente en toda la longitud de la viga (Ver Fig. 1.3).



Fig. 1.3 Distribución de esfuerzo en tendones adheridos y no adheridos [1]

## 1.2 Antecedentes

En nuestro país no se tiene investigaciones documentadas sobre ensayos experimentales de vigas preesforzadas. Sin embargo, en la actualidad otros países tienen una gran cantidad de ensayos experimentales tanto en vigas pretensadas como vigas postensadas, la revisión de dichos documentos sirvieron para el desarrollo de esta tesis.

Una de las primeras investigaciones fue la de Janney et al [4]. El objetivo principal de los autores fue comparar el comportamiento en flexión de vigas presforzadas y vigas convencionalmente reforzadas. Se estudiaron los factores que influyen en la resistencia bajo cargas de servicio, resistencia última, deflexiones y sus propiedades de recuperación y patrones de agrietamiento. La investigación se desarrolló en el Laboratorio de Investigación y Desarrollo de la Portland Cement Association. Se ensayaron diecinueve vigas en total que constan de vigas pretensadas, postensadas con tendones adheridos, postensadas con tendones adheridos adicionando refuerzo convencional, postensadas con tendones no adheridos y vigas con refuerzo convencional. Todas las vigas fueron de 150x300 mm de sección transversal y con un peralte efectivo 210 mm. La longitud de las vigas fue de 3000 mm. Se le aplicaron cargas a los tercios para tener una zona en flexión pura.

El factor más importante fue la adherencia entre el concreto y el acero, la cual se reflejó en el patrón de agrietamiento [4]. Se observó que las vigas reforzadas convencionalmente y las vigas postensadas adheridas desarrollan cerca de cinco grietas en la región de flexión pura, mientras que las vigas postensadas no adheridas desarrollaron solo una o dos. Sin embargo, las vigas postensadas no adheridas adicionadas con barras convencionales, desarrollan varias grietas [4].

La resistencia última de las vigas pretensadas y postensadas adheridas fue parecida. Además ambas tuvieron entre el 20 al 40 % de resistencia más alta que las vigas postensadas no adheridas [4].

Mattock et al. [5] Llevaron a cabo un estudio comparativo de vigas postensadas con tendones adheridos y no adheridos. Se ensayaron siete vigas simplemente apoyadas de 8500 mm de luz y tres vigas continuas de dos tramos, con 8500 mm de luz cada tramo. Las principales variables fueron la presencia o ausencia de adherencia, la cantidad de acero convencional y el uso de tendones como refuerzo no preesforzado adherido.

Se observó que las vigas con tendones no adheridos adicionadas con acero convencional, tuvieron características de servicio, resistencia y ductilidad igual o mucho mejor que las vigas con tendones adheridos [5]. Propusieron una expresión para determinar el esfuerzo en los tendones no adheridos en la resistencia última. Además, recomendaron que el tendón de postensado pueda ser usado efectivamente como acero no preesforzado adherido.

Hussien et al. [6] estudiaron el comportamiento de vigas postensadas con tendones adheridos y no adheridos con concreto de normal y alta resistencia. Se ensayaron dos vigas con refuerzo convencional, cuatro vigas con tendones adheridos y tres vigas con tendones no adheridos. Todas las vigas fueron de 160x340 mm de sección transversal y de 4400 mm de longitud. Las vigas fueron ensayadas bajo cargas cíclicas hasta llegar a la falla. Las principales variables

fueron la resistencia a compresión del concreto (43.1, 72 y 97.1 MPa) y la cantidad de refuerzo preesforzado (índices de preesfuerzo de 0, 70 y 100 %).

Las vigas preesforzadas parcialmente con tendones adheridos presentaron un mejor comportamiento que las vigas con tendones no adheridos. El incremento en términos de ductilidad fue de 265 %, en la rigidez inicial fue de 13 % y en la deflexión última fue de 199 %. La presencia de refuerzo convencional en vigas parcialmente preesforzadas mejoró la ductilidad en 92% en comparación con las vigas con preesforzado total. Además, respecto a las expresiones para determinar el esfuerzo en tendones no adheridos, la precisión del Código ACI fue de 95 % y la de Naaman fue de 88 %.

### **1.3 Objetivos**

El objetivo principal de esta tesis es contribuir al estudio experimental de elementos preesforzados en nuestro país.

Los objetivos específicos son evaluar la influencia de la adherencia en vigas postensadas con tendones adheridos y no adheridos, analizar y calificar el comportamiento en flexión de ambos tipos de vigas en base a resistencia máxima, deflexión al centro de luz, recuperación de deflexión y patrón de agrietamiento.

### **1.4 Metodología**

Para cumplir los objetivos propuestos en esta tesis se ensayaron en laboratorio dos vigas postensadas las cuales tenían un único tendón adherido y dos vigas postensadas con un único tendón no adherido. A continuación se describe la metodología utilizada:

- Elección de la sección, análisis y diseño convencional bajo la norma de concreto armado E.060
- Cálculo teórico de la respuesta de los elementos
- Construcción y ensayo de las vigas y los materiales usados
- Procesamiento de los resultados de ensayo y discusión sobre la respuesta experimental obtenida.

## CAPÍTULO 2: MATERIALES EN EL CONCRETO POSTENSADO Y CONDICIONES DE DURABILIDAD

En este capítulo se presenta los aspectos más relevantes de los materiales utilizados en el concreto postensado. Los materiales básicos para su obtención son el concreto y los tendones de preesfuerzo (Ver Fig. 2.1). Sin embargo, ya sea un elemento postensado con tendones adheridos o no adheridos, es necesario un sistema de anclajes en los extremos del elemento para transmitir la fuerza de preesfuerzo al concreto.

Adicionalmente en este capítulo se exponen las principales amenazas que pueden afectar la durabilidad de las estructuras de concreto postensado y las disposiciones para prevenir este tipo de fallas.



Fig. 2.1 Materiales en el concreto postensado: Concreto, tendones y anclajes

### 2.1 Concreto

En el concreto preesforzado es común el uso de concreto de alta resistencia. Esta característica en combinación con el acero de preesfuerzo permite secciones más eficientes con una reducción importante de la carga muerta.

Es importante conocer la respuesta del concreto no solo para cargas de corta duración, sino también para cargas de larga duración. Ya que dos de las fuentes de la pérdida del preesfuerzo se deben al acortamiento elástico y al flujo plástico del concreto.

Un concreto de alta resistencia presenta un módulo de elasticidad mayor que uno de baja resistencia. Mientras mayor sea módulo de elasticidad, la pérdida de preesfuerzo por acortamiento elástico será menor, independientemente de la sección y de la cantidad de acero de preesfuerzo. De manera similar, la pérdida por flujo plástico será menor en concretos de alta resistencia, ya que la deformación diferida por flujo plástico es proporcional a la deformación elástica. Esta es una de las ventajas principales del uso de concretos de alta resistencia. [7]

#### 2.1.1 Concreto en compresión uniaxial

La relación esfuerzo-deformación de los principales constituyentes del concreto (agregado grueso y la pasta de cemento) es lineal. Sin embargo, la respuesta resultante del concreto es

en gran porción no lineal (ver Fig. 2.2). La no linealidad del concreto es causada por la interacción entre la pasta y el agregado. Micro grietas se presentan en la interfase de la pasta y el agregado, el desarrollo y propagación de estas grietas ablandan o suavizan el concreto resultando en relación esfuerzo-deformación no lineal. [1]

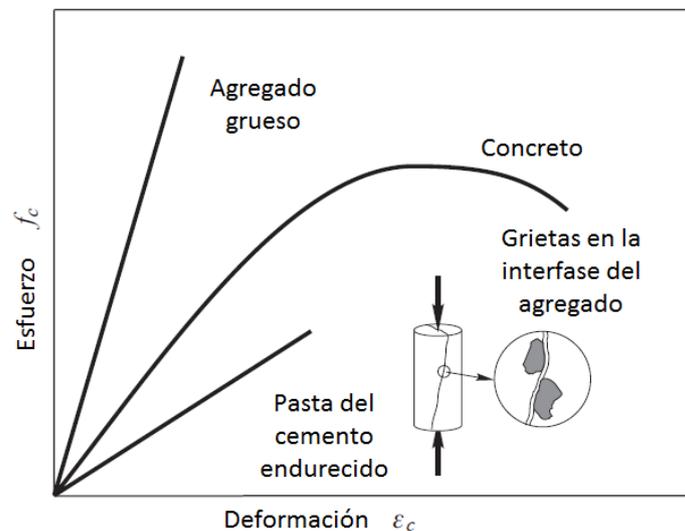


Fig. 2.2 Respuesta del concreto y sus constituyentes [1]

En la Fig. 2.3 se presenta la parte inferior (zona en tracción) de una de las vigas con el tendón adherido después de la falla. No se aprecia el tendón de preesfuerzo, pero sí el acero convencional de 6 mm de diámetro colocado. Se observó que las grietas se presentaron en la interfase de la pasta y el agregado, pero también a través del mismo agregado.



Fig. 2.3 Agrietamiento observado en el concreto en la zona en tracción de la viga VA-1

En el cálculo de la respuesta de los elementos preesforzados es esencial conocer la relación esfuerzo-deformación para el concreto en compresión. Esta última usualmente se obtiene cargando un cilindro de concreto de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. En la Fig. 2.4 se muestra las relaciones esfuerzo-deformación para cargas de corta duración para distintos valores de resistencia a la compresión reportado por la Portland Cement Association (PCA).

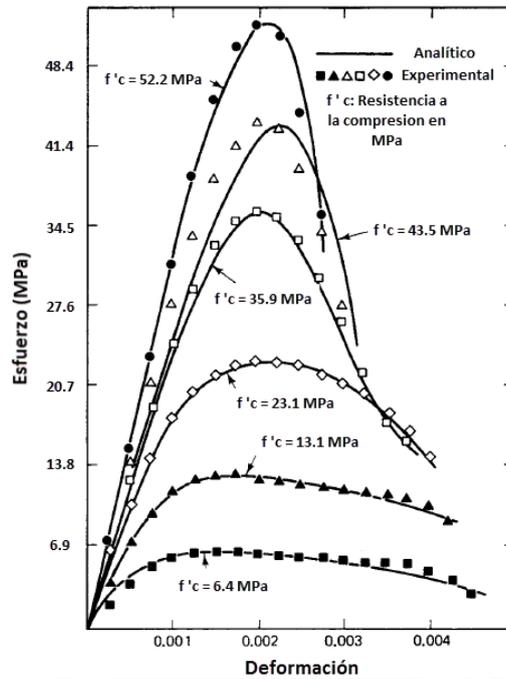


Fig. 2.4 Relaciones esfuerzo - deformación analítica y experimental para diferentes resistencias del concreto reportadas por la PCA [8]

### 2.1.2 Modelo para el concreto

Se tiene una gran variedad de modelos en compresión. Desde los modelos simplificados que permite nuestra norma hasta modelos que toman en cuenta el incremento de resistencia del concreto debido al confinamiento. A continuación describimos un modelo ampliamente usado.

#### 2.1.2.1 Modelo de Hognestad

Propuesto por Hognestad en 1951. Se ajusta con precisión razonable para concretos con resistencia menor a 41 MPa. Está representado por una parábola hasta la deformación correspondiente a la resistencia máxima y posteriormente con un descenso lineal hasta la deformación última (ver Fig. 2.5).

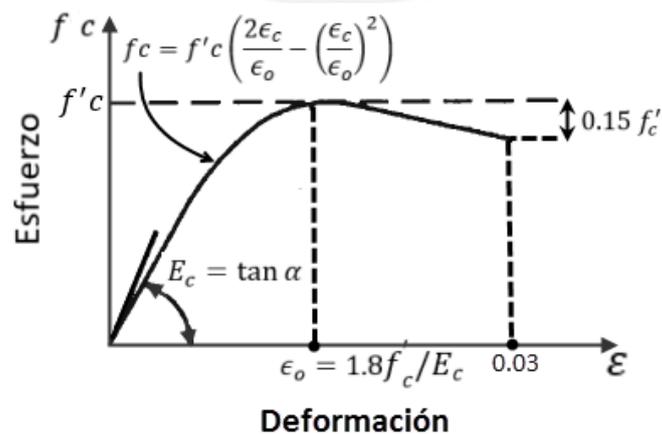


Fig. 2.5 Modelo de Hognestad para el concreto en compresión [9]

## 2.2 Acero de preesfuerzo

El encargado de aplicar la pre compresión en el concreto es el acero de preesfuerzo, ya sea por adherencia en el pretensado y postensado adherido o mediante los anclajes en los extremos en el postensado no adherido. Las deformaciones diferidas que se producen en el concreto originan el acortamiento de un elemento preesforzado, esto implica la pérdida de deformación en el acero (pérdida de preesfuerzo). Si usáramos acero convencional, estas deformaciones diferidas podrían llegar a eliminar el preesfuerzo inicial proporcionado. Por esta razón se hace importante el uso de acero de alta resistencia, donde la pérdida de esfuerzo inicial representa un porcentaje pequeño de la cantidad de preesfuerzo total. Otros beneficios de usar acero de alta resistencia es que probablemente permanecerá en su rango elástico cuando actúan las cargas de servicio.

### 2.2.1 Tipos de aceros de preesfuerzo

Generalmente el acero de preesfuerzo utilizado es el tendón (strand) formado de 7 alambres. Sin embargo, también se utilizan alambres individuales y barras individuales (Ver Fig. 2.6). La característica de alta resistencia se logra mediante el incremento de contenido de carbono usualmente de 0.6 a 0.85 % [10] y el proceso repetitivo de tensado (estirado) en frío. Adicionalmente reciben un tratamiento térmico para aliviar esfuerzos producidos por la fabricación.

Tipo	Diámetro		Forma
	mm	Pulg	
Alambre liso	2.0 ~ 9.0	0.06 ~ 0.360	
Torón de siete alambres	6.2 ~ 15.2	0.250 ~ 0.600	
Barra roscada	9.2 ~ 32.0	0.362 ~ 1.260	

Fig. 2.6 Secciones comunes y diámetros de tendones de preesfuerzo [11]

### 2.2.2 Proceso de producción

Usualmente se producen tendones relevados de esfuerzos y de baja relajación. El proceso de fabricación se resume en la Fig. 2.7.

El tensado en frío y trenzado del cable producen esfuerzos residuales importantes que ocasionan una relación esfuerzo-deformación con una zona de fluencia redondeada como se ve en la Fig. 2.8 [1]. La finalidad de relevar o aliviar esfuerzos es eliminar los esfuerzos residuales e incrementar el límite de proporcionalidad. El procedimiento de relevado de esfuerzos mediante tratamiento térmico bajo condiciones específicas de deformación da lugar a los tendones denominados de baja relajación. De esta manera se minimiza la relajación del acero que representa una pérdida dependiente del tiempo [1].

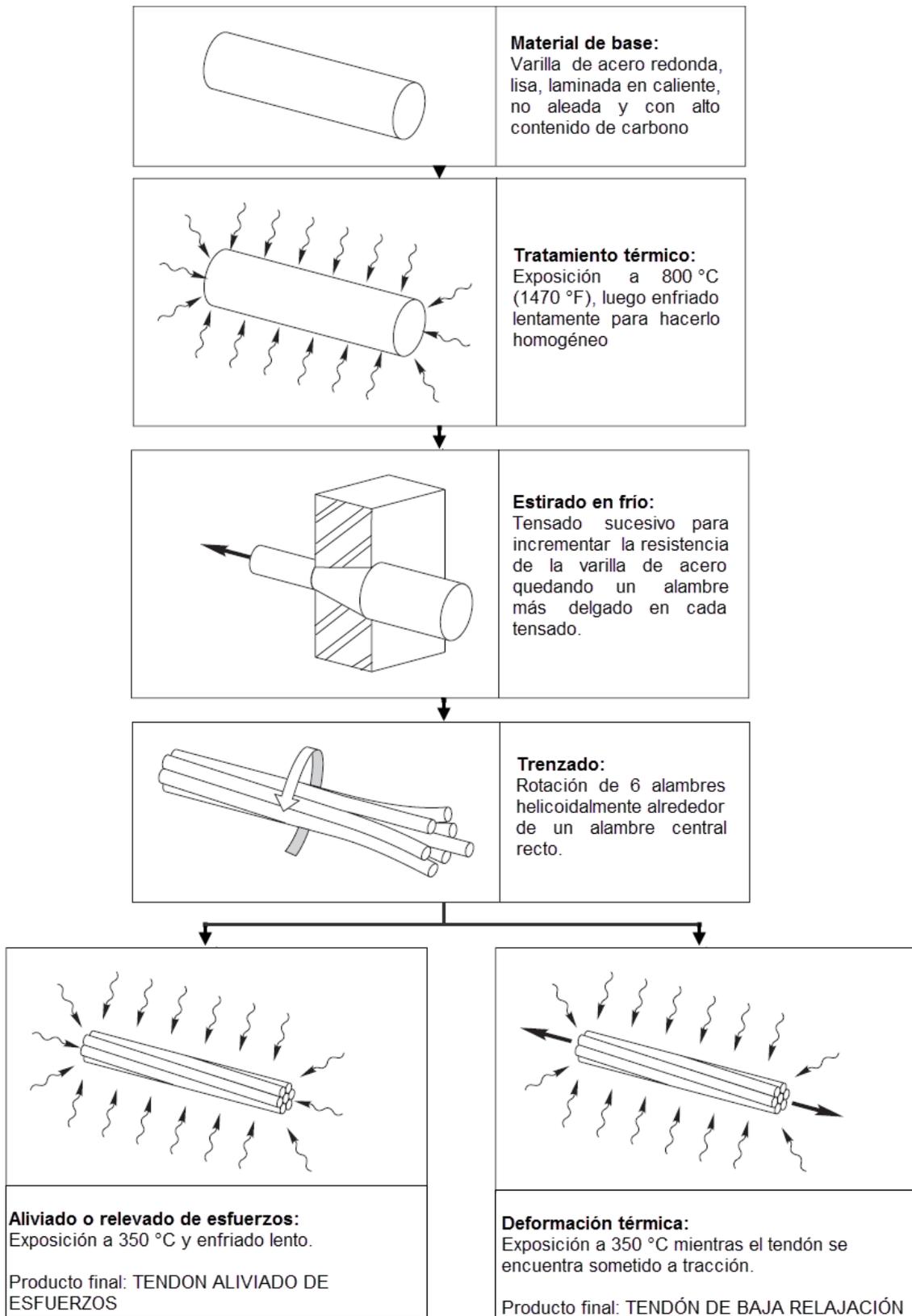


Fig. 2.7 Proceso de fabricación del tendón de preesfuerzo [1]

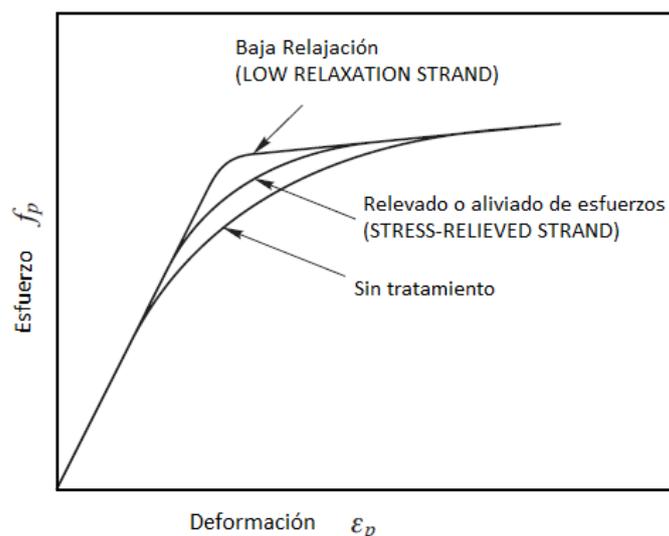


Fig. 2.8 Mejora de la respuesta esfuerzo-deformación de tendón de siete alambres [1]

### 2.2.3 Modelos para el acero de preesfuerzo

De manera similar que con el concreto será necesario contar con un modelo esfuerzo-deformación del acero de preesfuerzo para calcular la respuesta de una sección de un elemento preesforzado. Se observa que la relación esfuerzo-deformación del acero presenta una recta inicial hasta la zona de fluencia y posteriormente presenta otra recta final hasta la falla. No presenta un punto de fluencia (límite elástico) definido. Sin embargo, la ASTM ha adoptado como punto de fluencia el valor correspondiente a una deformación de 1 % (alambres y tendones). En la tabla 2.1 resume las características mínimas establecidas por la ASTM.

Tipo de Tendón (Diámetro: 0.5" y 0.6")	Esfuerzo mínimo de tracción	Esfuerzo mínimo de "Fluencia" al 1%	Deformación mínima de Rotura
	ksi	ksi	%
Relevado de esfuerzos	270	230	3.5
Baja Relajación	270	245	3.5

Tabla 2.1 Requerimientos de ASTM A416 para tendones de preesfuerzo [1]

#### 2.2.3.1 Modelo PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute)

En el manual de diseño de la PCI aproxima la relación esfuerzo-deformación mediante las dos siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{ps} \leq 0.0085: f_{ps} = 28\,800 \varepsilon_{ps} \quad (ksi)$$

$$\varepsilon_{ps} > 0.0085: f_{ps} = 270 - \frac{0.04}{\varepsilon_{ps} - 0.007} \quad (ksi)$$

Se debe notar que en este modelo el esfuerzo de fluencia correspondiente al 1 % de deformación (257 Ksi) es mayor al valor mínimo especificado (243 Ksi) por ASTM A416 (Ver Fig. 2.9)

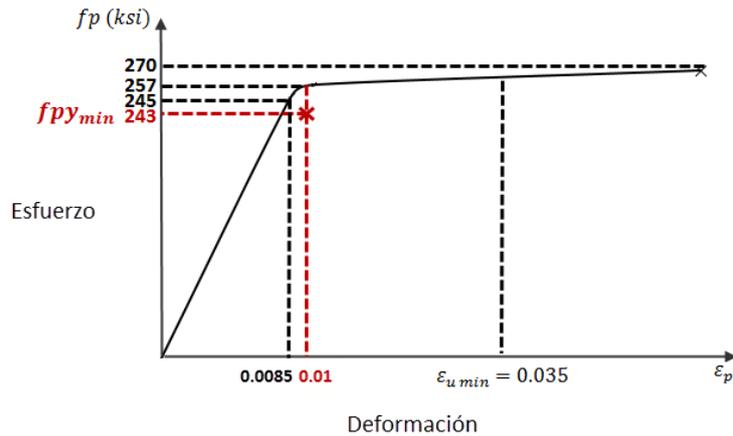


Fig. 2.9 Modelo esfuerzo-deformación para tendón recomendado por la PCI

### 2.2.3.2 Modelo SABS (South African Bureau of Standards)

La SABS (Agencia de normas de Sudáfrica) recomienda un modelo trilineal (Ver Fig. 2.10). El primer tramo de la relación esfuerzo deformación presenta un valor de pendiente igual al módulo de elasticidad hasta el valor de 80 % del esfuerzo último. El punto final del segundo tramo se obtiene trazando una paralela al primer tramo teniendo como origen una deformación de 0.5 %. Finalmente el tercer tramo tiene un valor constante correspondiente al esfuerzo último del acero.

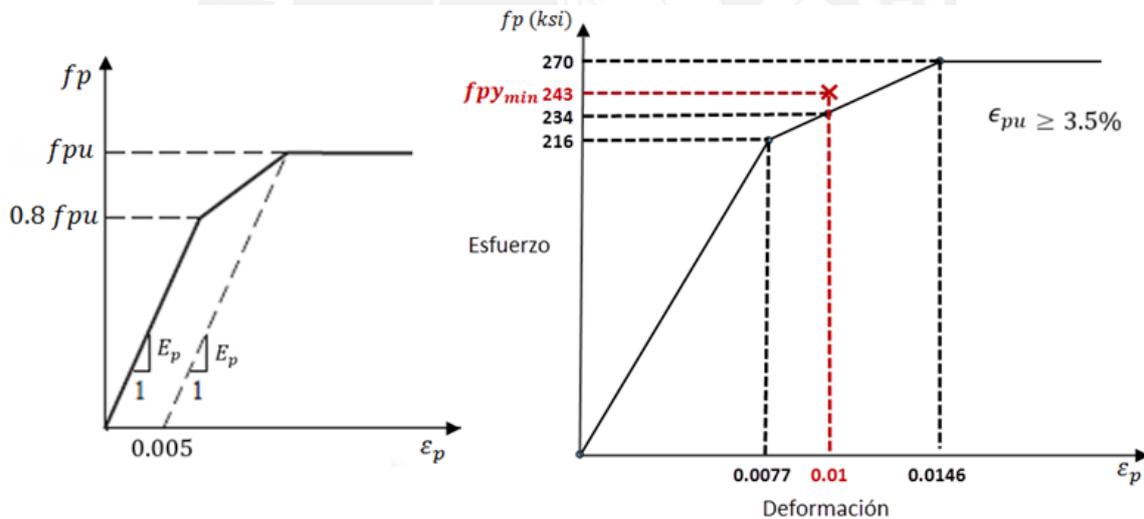


Fig. 2.10 Modelo esfuerzo-deformación para tendón recomendado por la SBABS 100-1

En este modelo el esfuerzo de fluencia correspondiente a una deformación de 1 % (234 Ksi) es menor al valor mínimo especificado por ASTM A416 (243 Ksi). Siendo un modelo relativamente conservador.

### 2.2.3.3 Modelo Ramberg - Osgood Modificado

Fue propuesto por Menegotto y Pinto para representar el comportamiento del acero convencional. Sin embargo, se ajustó con precisión al comportamiento del acero de preesfuerzo. El primero en usarlo fue A. Mattock para su programación en una calculadora

[11]. Devalapura y Tadros [13] calibraron el modelo con resultados experimentales y presentaron una tabla con los valores de los cuatro coeficientes. Los resultados de este modelo mostraron que predice el esfuerzo para una deformación dada dentro del 1 % de error de cualquier valor experimental.

En la Fig. 2.11 se observa como determinar los coeficientes de la expresión a partir de una relación esfuerzo-deformación experimental. La expresión de este modelo se muestra a continuación [1]:

$$f_p = E_p \epsilon_{ps} \left\{ A + \frac{1 - A}{[1 + (B\epsilon_{ps})^C]^{1/C}} \right\} \leq f_{pu}$$

La referencia [1] presenta las siguientes expresiones con los coeficientes para tendones de baja relajación con  $f_{pu} = 270$  Ksi (1860 MPa):

$$f_p = 200 \times 10^3 \epsilon_{ps} \left\{ 0.025 + \frac{0.975}{[1 + (118\epsilon_{ps})^{10}]^{0.10}} \right\} \leq 1860 \text{ MPa}$$

$$f_p = 29 \times 10^3 \epsilon_{ps} \left\{ 0.025 + \frac{0.975}{[1 + (118\epsilon_{ps})^{10}]^{0.10}} \right\} \leq 270 \text{ ksi}$$

Estas expresiones fueron determinadas para cumplir con el valor de esfuerzo de fluencia mínimo especificado por la ASTM para la deformación de 1 % (Ver Fig. 2.12).

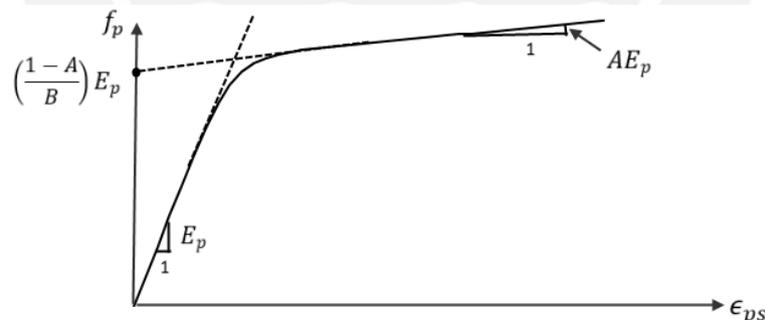


Fig. 2.11 Coeficientes en el modelo de Ramberg - Osgood Modificado

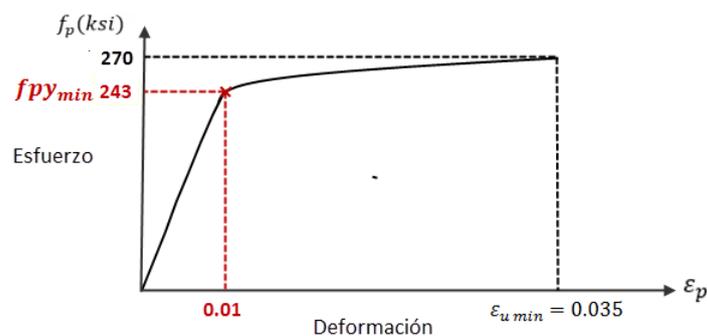


Fig. 2.12 Modelo esfuerzo-deformación de Ramberg Osgood Modificado

### 2.3 Sistema de anclaje para el postensado

En cualquiera de los casos, postensado adherido o no adherido, el preesfuerzo en el concreto será aplicado mediante los dispositivos de anclaje en los extremos del elemento. Cada patente de un sistema de postensado presenta sus tipos de ductos, dispositivos de anclaje y equipo de preesfuerzo (gatos hidráulicos). Los sistemas de tendones comúnmente utilizados son: monotorón, multitorón, multi-alambres y barras individuales.

En esta tesis utilizamos el sistema de tendones monotorón no adherido. Ampliamente utilizado en losas postensadas. Este tipo de tendones se colocan en una sola capa permitiendo así espesores mínimos de losas. El sistema monotorón no adherido representa una solución económica debido a que elimina el procedimiento de inyección de mortero en los ductos. Este sistema utiliza anclajes compactos permitiendo elementos esbeltos y gatos hidráulicos de peso ligero que permiten operaciones de preesfuerzo que pueden ser realizadas por una sola persona [1]. Así mismo no hay una longitud límite del tendón, puesto que se producen en rollos de 3300 m aproximadamente y solo debe ser cortado según requerimiento. Los detalles del anclaje, la disposición de los tendones y la secuencia de construcción se pueden ver en la Fig. 2.13.

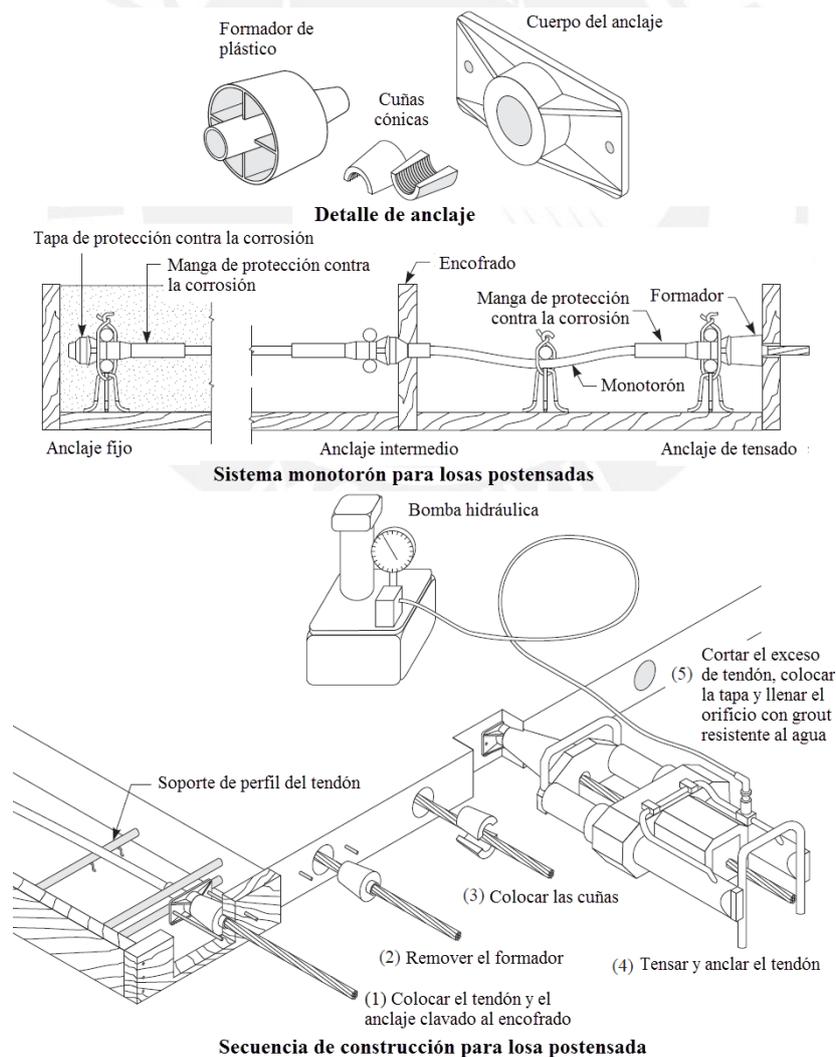


Fig. 2.13 Sistema de losa postensada con tendones no adheridos [1]

## 2.4 Consideraciones de durabilidad

Los elementos y estructuras preesforzadas no solo presentan un buen comportamiento bajo cargas de servicio, sino también aseguran excelentes condiciones de durabilidad. Sin embargo para asegurar estos resultados se debe tener en cuenta los aspectos relacionados con la durabilidad durante las etapas de proyecto y construcción. Dentro de la etapa de proyecto se debe tener en cuenta los límites de recubrimientos, anchos de grieta, entre otros. Así mismo, en la etapa de construcción se debe supervisar que se proporcione una adecuada protección del sistema de preesfuerzo ante las amenazas más comunes. A continuación se describe la corrosión en el acero de preesfuerzo y la exposición a altas temperaturas del concreto preesforzado indicando las medidas para prevenir las fallas de este tipo.

### 2.4.1 Corrosión del acero de preesfuerzo

El concreto de cemento portland tiene un ambiente altamente alcalino ya que en la hidratación del cemento se producen grandes cantidades de hidróxido de calcio, los cuales mantienen el sistema a un nivel de pH de 12.5 [1]. A este nivel de pH se forma un recubrimiento delgado de óxido de hierro que actúa como una capa protectora ante la corrosión, de esta forma la superficie del acero ha sido pasivada [21].

En el proceso de carbonatación, el dióxido de carbono reacciona con la pasta de cemento endurecida y produce la pérdida del ambiente alcalino. Esto reduce el pH del concreto a un nivel alrededor de ocho, nivel en el cual se destruye la pasividad del acero, permitiendo iniciar la corrosión del acero [1]. Este proceso es bastante lento especialmente en concretos de alta resistencia. En un concreto de 34.3 MPa (350 kg/cm<sup>2</sup>) la profundidad de carbonatación probablemente sería menor que 10 mm después de 20 años [1]. Notar que este caso es para el concreto no agrietado, si se tuviera agrietamiento la profundidad carbonatación puede llegar más allá del valor indicado.

Sin embargo, un proceso más agresivo que la carbonatación la producen los iones cloruros. Los cuales son transportados a la superficie del concreto por la presencia del agua de mar, niebla marina u otros. La presencia de cloruros pone en peligro la pasividad del acero, incluso a altos niveles de pH [1]. No obstante, los cloruros se encuentran presentes casi en todos los componentes del concreto. El cemento contiene de 50 a 100 partes por millón (ppm) por peso de cloruros, los agregados tiene un rango de 10 a 400 ppm, el agua potable tiene menos de 250 ppm de cloruros, los suministros de agua de ciudades tienen menos de 50 ppm, el agua de mar tiene 20 000 ppm de cloruros y los aditivos acelerantes de cloruro de calcio pueden contener 200 000 ppm [1]. Sin embargo, no todos estos cloruros contribuyen de igual manera a la corrosión del acero. Por lo tanto 100g de cloruros en el agua probablemente cause mayor daño que 100g de cloruro en los agregados [1]. De acuerdo a la cantidad de los ingredientes de la mezcla se determina el contenido total de cloruro en el concreto. Una concentración de cloruros de 0.2 % por peso de cemento es suficiente para causar la corrosión en casos extremos, sin embargo valores de 0.4 a 0.5 % son considerados como niveles límite [21].

Una vez destruida la pasividad del acero, ya sea por carbonatación o penetración de cloruros la corrosión iniciará y permanecerá durante la vida de la estructura dependiendo de cuán rápido se desarrolle el proceso de corrosión [1]. El proceso de corrosión en la mayoría de casos

depende de dos factores esenciales como son la resistividad eléctrica del concreto y la disponibilidad de oxígeno.

Respecto a la resistividad del concreto, la calidad del concreto influenciará en la resistividad pero el contenido de humedad será el parámetro más determinante. Si el grado de saturación es menor que el 40%, la resistividad será lo suficientemente alta para evitar la corrosión significativa [1].

Respecto a la disponibilidad de oxígeno, la permeabilidad del concreto y el espesor del recubrimiento son los factores que más gobiernan este factor [1]. Se señala que ocurre significativa corrosión después que un significativo micro agrietamiento ha incrementado la permeabilidad del concreto para permitir el acceso de oxígeno a amplias áreas del acero [22].

En vista de la fuerte influencia del recubrimiento del concreto en la corrosión la mayoría de códigos relacionan la cantidad requerida de recubrimiento con la severidad del ambiente. Sin embargo los límites parecen ser arbitrarios puesto que la cantidad requerida de recubrimiento para condiciones climáticas severas varía de 20 a 60 mm en diferentes códigos internacionales, existiendo una divergencia de opinión [1].

El código ACI al igual que nuestra norma de concreto E.060, no especifican un valor límite en ambientes corrosivos. Solo se menciona que “debe aumentarse el espesor del recubrimiento y tomarse en consideración su densidad y porosidad o debe disponerse de otro tipo de protección”. Además la norma de concreto E.060 especifica que para condiciones severas de exposición de elementos clasificados como Clase T el recubrimiento mínimo deberá incrementarse en 50 %.

La Tabla 4.2 de la norma de concreto E.060 especifica que para proteger la corrosión del refuerzo expuesto a cloruros y otros, la relación máxima agua-cemento será 0.4 y que la resistencia mínima del concreto debe ser 34.3 MPa (350 kg/cm<sup>2</sup>). Así mismo, la Tabla 4.5 señala que el contenido máximo de iones cloruro solubles en agua en el concreto para el caso del concreto preesforzado será 0.06 % por peso de cemento.

Para el caso de los tendones no adheridos en la sección 18.16 de nuestra norma se detalla que los tendones deben estar encapsulados en ductos de postensado. Además, los cables y sus anclajes deben estar recubiertos de manera impermeable y protegidos contra la corrosión.

En la Fig. 2.14 se muestra el anclaje fijo de una de vigas con el tendón no adherido antes de la colocación del concreto. Se observa el cuerpo del anclaje recubierto (color rojo), la tapa para la protección de la corrosión (blanco) y adicionalmente un anclaje sin protección para tendones adheridos.

En la Fig. 2.15 se muestra el ducto de plástico utilizado para las vigas con el tendón adherido. Probablemente este tipo de ducto evita la penetración de iones cloruros o la corrosión por carbonatación del concreto mediante una protección impermeable al acero de preesfuerzo.

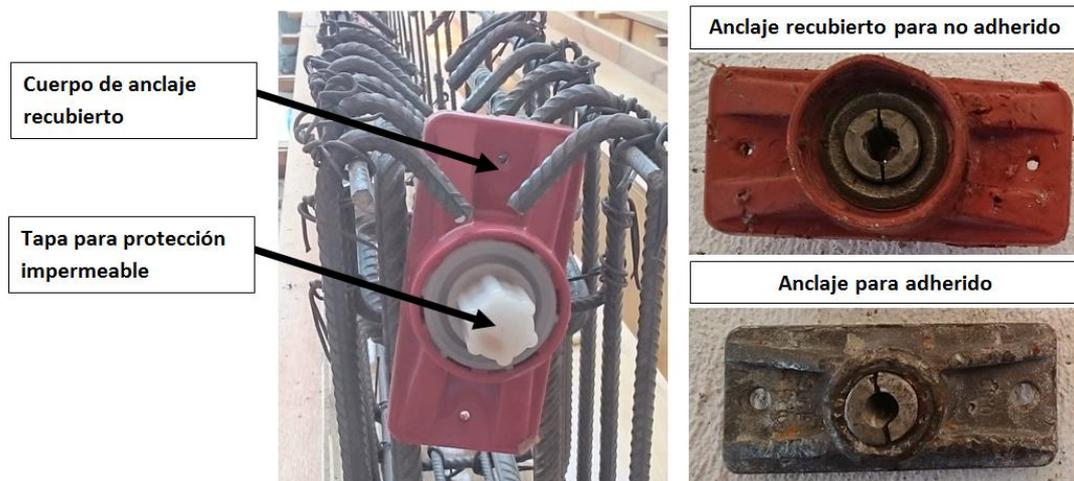


Fig. 2.14 Protección de anclajes no adheridos y anclaje adherido (inferior derecha)



Fig. 2.15 Ducto de plástico y sección transversal de tendón adherido con inyección de mortero

#### 2.4.2 Altas temperaturas y fuego

El acero de preesfuerzo bajo altos esfuerzos puede perder tensión significativamente a temperaturas mayores a 750°C (1400°F) [21]. Por lo tanto es importante que los anclajes en los extremos estén apropiadamente protegidos y aislados en aquellas aplicaciones donde el fuego o altas temperaturas son una potencial amenaza [21].

Cuando el concreto; el cual contiene exceso de agua en sus poros; está sujeto a temperaturas sobre los 100°C (212°F) el vapor resultante debe escapar [21]. En este caso el concreto altamente permeable se desempeña mejor que un concreto de alta resistencia “impermeable” [21]. En un concreto impermeable expuesto a altas temperaturas el vapor es atrapado, las presiones aumentan y un desprendimiento explosivo puede ocurrir. Esto expondría al acero de preesfuerzo directamente al calor.

La incorporación de aire proporcionará una cantidad moderada de protección [21]. La mejor solución; si es que un concreto “impermeable” es requerido; será la reducción del agua libre a través del control de la relación agua-cemento y el uso de agregados de baja absorción.

El acero preesforzado que deberá servir bajo altas temperaturas estará mayormente sujeto a la corrosión [21]. Por lo tanto adicionalmente a las técnicas descritas, un mayor recubrimiento y el uso de agregados ligeros en el concreto proporcionarán aislamiento térmico para el acero. El uso de agregados ligeros usados en potenciales exposiciones a fuego deberá tener bajo contenido de humedad y deberán ser capaces de permitir escapar el vapor de agua a través de su superficie [21].



### CAPÍTULO 3: DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS

Para proceder al diseño en flexión de un elemento se definen la geometría, las cargas y un modelo de análisis. En base a las cargas en servicio y los esfuerzos permisibles del concreto especificados en nuestra norma para las etapas de transferencia y servicio se determina la cantidad de acero de preesfuerzo con la fuerza requerida en el tendón. Cumplidos los requisitos de servicio se procede a una revisión del diseño por resistencia. Posteriormente se realiza el diseño por corte, zona de anclaje y cálculo detallado de las pérdidas de preesfuerzo.

#### 3.1 Elección de la sección y tendón de preesfuerzo

Se ha escogido una sección que pueda ser comparable con un sistema de techo como es la losa aligerada, ampliamente usada en nuestro país. Las dimensiones de la sección son similares a las de una vigueta de una losa aligerada (Ver Fig. 3.1). La diferencia radica en el ancho del ala de la viga "T" que es mayor respecto a la vigueta convencional. La ventaja es que tendremos mayor área en compresión, pero lo más relevante es que se necesitaran menos cantidad de viguetas para cubrir un área determinada. Menor cantidad de viguetas implica reducción de carga muerta, reducción de tendones de preesfuerzo y procedimiento de tensado requerido incluyendo mano de obra. Una desventaja de construir esta sección, será el incremento de costo por el encofrado, sin embargo la producción en cantidad puede disminuir dicho incremento.

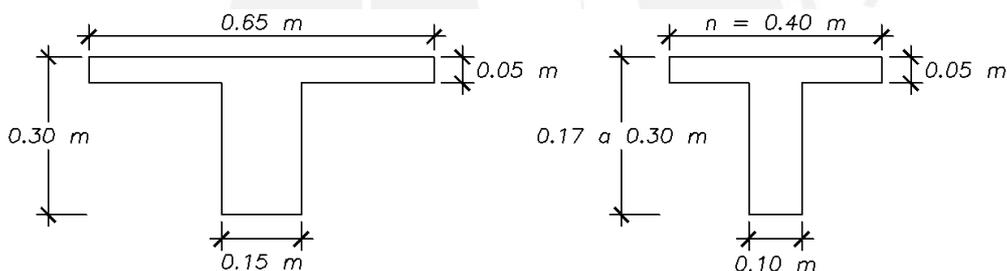


Fig. 3.1 Sección escogida (izquierda) y sección típica de aligerado convencional (derecha)

Se ha escogido un tendón de 12.7 mm (0.5") de diámetro que tiene un área de 98.7 mm<sup>2</sup> (0.153 in<sup>2</sup>), las ventajas de este tipo de tendón fueron discutidas en la sección 2.3. Se trabajó con la máxima cantidad de fuerza de preesfuerzo que se le puede aplicar al tendón, respetando los límites de esfuerzos establecidos en nuestra norma. Se escogió una distribución parabólica del tendón. En los extremos del elemento la posición del tendón parte del centro de gravedad de la sección y en el centro de luz se tiene la excentricidad máxima (Ver Fig. 3.2).

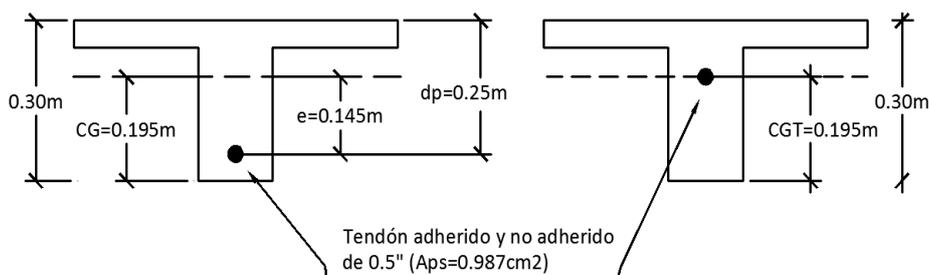


Fig. 3.2 Sección con tendón en el centro de luz (izquierda) y extremo (derecha) de las vigas

### 3.2 Fuerza de preesfuerzo y resistencia a la compresión del concreto

La fuerza de preesfuerzo se definió a partir del esfuerzo máximo que se le pueda aplicar al tendón. En la sección 18.5.1 de nuestra norma se establece que el esfuerzo en el tendón debido a la fuerza del gato de preesforzado no debe exceder los siguientes valores:

$$f_{ps} < 0.94f_{py} < 0.80f_{pu}$$

$f_{ps}$ : Esfuerzo en el tendón de preesfuerzo

$f_{py}$ : Esfuerzo de fluencia del tendón de preesfuerzo

$f_{pu}$ : Esfuerzo último del tendón de preesfuerzo

Para tendones de baja relajación [8] se tiene que:

$$f_{py} = 0.90f_{pu}$$

Tener en cuenta que nuestra norma no especifica rangos de valores de  $f_{py}$ . Mientras que el código ACI 318M-08 lo menciona en el comentario R18.5.1.

Por lo tanto el esfuerzo límite de  $0.95 f_{py}$  resultaría en  $0.85 f_{pu}$ , por lo que dominaría la condición de esfuerzo límite de  $0.80 f_{pu}$ :

$$f_{ps} < 0.80f_{pu}$$

En consecuencia el esfuerzo inicial que aplicaremos será  $f_{ps} = 0.80f_{pu}$ . Sin embargo debemos tomar en cuenta las pérdidas de preesfuerzo para determinar el esfuerzo estable en el tendón. Se utilizó un porcentaje total de pérdidas de 30 %, en consecuencia se tiene el esfuerzo aplicado por el gato de preesfuerzo y el esfuerzo estable respectivamente:

$$f_{pj} = 0.80 f_{pu}$$

$$f_{se} = 0.56 f_{pu}$$

$f_{pj}$ : Esfuerzo inicial aplicado en el tendón antes de que ocurran todas las pérdidas.

$f_{se}$ : Esfuerzo estable en el acero de preesfuerzo después de haber ocurrido todas las pérdidas.

Usualmente en el postensado se estima un valor de 20% de pérdidas [2]. Sin embargo, este valor no incluye pérdidas por fricción y asentamiento (embutimiento) en el anclaje. En la sección 3.6 se tratará lo referente al cálculo de este tipo de pérdidas.

Respecto a la resistencia del concreto se especificó una resistencia a la compresión de 34.3 MPa (350 kg/cm<sup>2</sup>). En el concreto preesforzado, las resistencias del concreto utilizadas usualmente están entre 30 a 60 MPa [1] (aproximadamente de 300 a 600 kg/cm<sup>2</sup>).

### 3.3 Requisitos en flexión

Se tendrán en cuenta los aspectos respectivos al diseño en flexión de vigas preesforzadas que implica el diseño por resistencia, condiciones de esfuerzos en servicio, disposición del tendón de preesfuerzo, límites de refuerzo entre otros de acuerdo al capítulo 18 (concreto preesforzado) de nuestra norma de concreto armado E.060.

### 3.3.1 Resistencia en estado último

#### 3.3.1.1 Viga con tendón adherido

##### a) Por método aproximado

La norma de concreto armado E.060 en el numeral 18.7.2a permite obtener el esfuerzo en el tendón ( $f_{ps}$ ) siempre y cuando:

$$f_{se} > 0.5 f_{pu}$$

En consecuencia, el esfuerzo en el tendón adherido se determinará mediante:

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right]$$

Dónde:

$\gamma_p$ : Factor que toma en cuenta la forma de la curva esfuerzo deformación del tendón.

$$\gamma_p = 0.4 \text{ Para } f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \text{ (Tendón relevado de esfuerzos)}$$

$$\gamma_p = 0.28 \text{ Para } f_{py}/f_{pu} < 0.85 \text{ (Tendón de baja relajación)}$$

$\beta_1$ : Coeficiente que depende de la resistencia del concreto

$$\rho_p: \text{Cuantía de preesfuerzo} = A_{ps}/(b d_p)$$

$d, d_p$ : Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero no preesforzado y preesforzado

$\omega$ : Índice de refuerzo no preesforzado en tracción.  $\omega = \rho_p f_y / f'_c$

$\omega'$ : Índice de refuerzo no preesforzado en compresión  $\omega' = \rho_p' f_y / f'_c$

Además si se toma en cuenta el refuerzo en compresión:

$$\left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) > 0.17 \text{ y } d' < 0.15 d_p$$

Se utilizó el método aproximado para determinar el esfuerzo en el tendón adherido puesto que se tiene un esfuerzo estable:

$$f_{se} = 0.56 f_{pu}$$

En consecuencia, se cumple la condición inicial para aplicar este procedimiento. La sección de análisis se muestra en la Fig. 3.3 la cual corresponde al centro de luz.

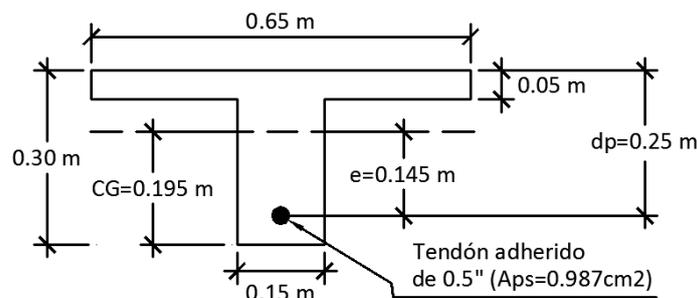


Fig. 3.3 Sección de viga "T" y ubicación de tendón de preesfuerzo

En la Tabla 3.1 se resume los cálculos para determinar el esfuerzo del tendón en la resistencia última. Las características del tendón de preesfuerzo adoptadas son los valores especificados por la ASTM A416, descritas en la sección 2.2.3.3.

Esfuerzo de fluencia tendón	$f_{py}$	1674 MPa	17075 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo último tendón	$f_{pu}$	1860 MPa	18972 kg/cm <sup>2</sup>
Área de tendón	$A_{ps}$	98.7 mm <sup>2</sup>	0.987 cm <sup>2</sup>
Esfuerzo en el tendón antes de pérdidas	$f_{pj}$	1488 MPa	15178 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo estable en tendón	$f_{se}$	1042 MPa	10628 kg/cm <sup>2</sup>
Distancia de fibra comprimida a tendón	$d_p$	250 mm	25 cm
Ancho de ala	$b$	650 mm	65 cm
Cuantía de preesfuerzo	$\rho_p$	0.00061	
Expresión de fps	$\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c}$	0.033	
Expresión de fps	$1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$	0.988	
Esfuerzo en el tendón en función de fpu	$f_{ps}$	0.988 $f_{pu}$	
Esfuerzo en el tendón	$f_{ps}$	1838 MPa	18744 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 3.1 Resumen de cálculo de esfuerzo en tendón adherido por método aproximado

Con el valor del esfuerzo en el tendón se calculó el momento nominal que resiste la sección, el procedimiento es el mismo que para una viga de concreto armado. En la Tabla 3.2 se tiene el resumen de los valores calculados.

Resistencia a la compresión del concreto	$f'_c$	34.3 MPa	350 kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad bloque rectangular de compresiones	$a$	9.6 mm	0.96 cm
Profundidad eje neutro	$c$	12.0 mm	1.20 cm
Deformación última en el concreto	$\epsilon_{cu}$	0.003 (0.3%)	
Deformación en el tendón	$\epsilon_{ps}$	0.060 (6.0%)	
Momento nominal	$M_n$	44.5 KN m	4536 kg m

Tabla 3.2 Resumen de cálculo del momento nominal por método aproximado

Se observa que la deformación de rotura del tendón calculada es de 6 % (Ver Fig. 3.4). Sin embargo, la deformación de rotura mínima especificada por ASTM A416 es de 3.5 % y los resultados experimentales muestran un valor promedio de 5.3 % (Fabricante: Tianjin Chungpeng Prestressed Concrete Strand Co).

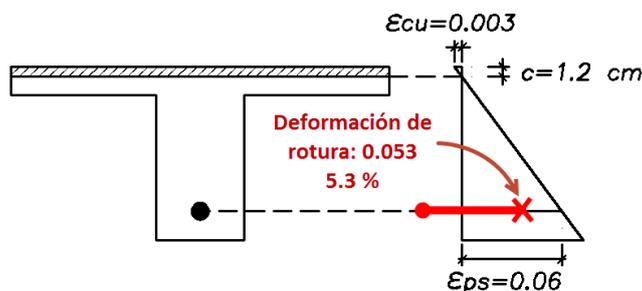


Fig. 3.4 Estado de deformaciones calculado de acuerdo al método aproximado

De acuerdo a este análisis, el estado de falla de esta viga estará definido por la deformación de rotura del tendón antes que el concreto alcance la deformación última. Por lo tanto, la falla del elemento se presentará por la rotura del tendón antes que el aplastamiento en compresión del concreto se presente. Esto se debe a la pequeña cantidad de acero de preesfuerzo que se ha colocado en la sección. Normalmente en las vigas preesforzadas usuales se coloca una buena cantidad de acero de preesfuerzo y la falla se produce por el aplastamiento del concreto.

### b) Por compatibilidad de deformaciones

Es una alternativa más precisa para determinar el esfuerzo en el tendón ( $f_{ps}$ ). El procedimiento está basado en un análisis de secciones planas (Ver Fig. 3.5).

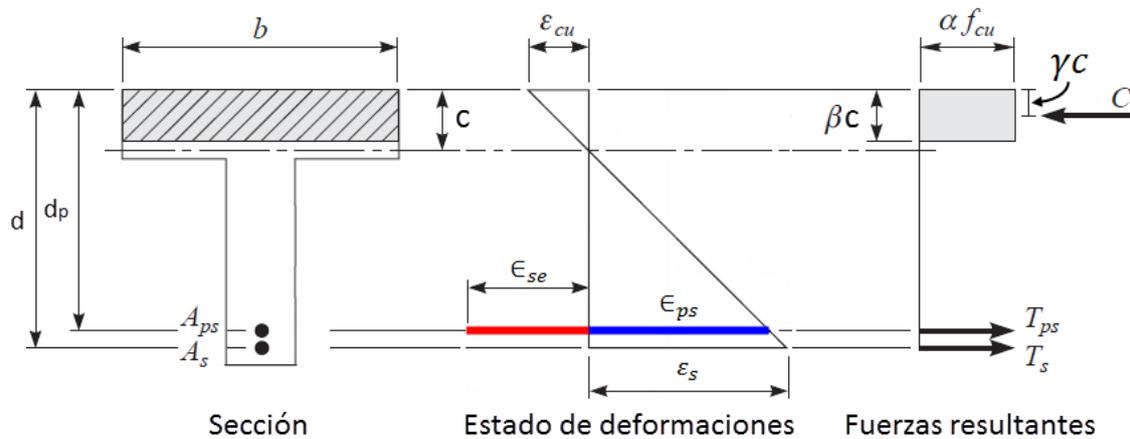


Fig. 3.5 Análisis por compatibilidad de deformaciones para viga con tendones adheridos [3]

Como se mencionó en la sección 3.3.1.1a, el estado de deformaciones para determinar el momento último resistente no ocurrirá cuando la fibra superior alcance la deformación en compresión de 0.003 (0.3 %), sino cuando el acero de preesfuerzo alcance la deformación de rotura de 0.05 (5 %).

El estado de deformaciones (ver Fig. 3.5) estará definido por la deformación conocida del tendón (5 %). En consecuencia, se calculará por iteración la profundidad del eje neutro para cumplir con el equilibrio de fuerzas. Para el cálculo se utilizó el modelo del concreto en compresión de Hognestad, ya que el bloque de compresiones de la norma de concreto E.060 solo se utiliza cuando se alcanza deformación última. Los valores calculados se resumen en la Tabla 3.3

En el análisis no se ha incluido el refuerzo convencional que se pueda colocar posteriormente, debido a que consideramos que toda la resistencia en flexión estará proporcionada por el tendón. Evidentemente el momento nominal se incrementa como lo veremos en la sección 4.3 debido al valor real de esfuerzo último que tiene el tendón de preesfuerzo y la presencia de acero convencional.

Esfuerzo estable en el tendón	$f_{se}$	1042 MPa	10628 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad de acero	$E_{ps}$	$1.96 \times 10^5$ MPa	$2 \times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup>
Deformación estable en el tendón	$\epsilon_{se}$	0.0053 (0.53%)	
Deformación de rotura del tendón	$\epsilon_{su}$	0.05 (5%)	
Deformación adicional del tendón	$\epsilon_{ps} = \epsilon_{su} - \epsilon_{se}$	0.0447 (4.47%)	
Profundidad eje neutro	$c$	11.82 mm	1.18 cm
Deformación en el concreto	$\epsilon_c$	0.0022 (0.22%)	
Factor del bloque de compresiones	$\alpha$	0.696	
Factor de posición de la resultante	$\gamma$	0.553	
Fuerza de compresión del concreto	$C_c = \alpha f'_c b c$	1835 MPa	18720 kg
Fuerza del tendón de preesfuerzo	$T_{ps} = A_{ps} f_{pu}$	1836 MPa	18725 kg
Momento nominal	$M_n = A_{ps} f_{pu} (d - \gamma c)$	44.7 KN m	4560 kg m
Momento resistente	$\phi M_n$	40 KN m	4100 kg m

Tabla 3.3 Resumen de cálculo de momento nominal por compatibilidad de deformaciones

Mediante el método aproximado de la norma se obtuvo un momento nominal de 4536 kg m y por compatibilidad de deformaciones se obtuvo un momento nominal de 4560 kg m. La diferencia entre ambos es pequeña (0.5 %). Esto se debe a la plataforma pos fluencia en la relación esfuerzo-deformación del tendón de preesfuerzo. Por lo tanto para deformaciones mayores a la deformación de fluencia el incremento de esfuerzo en el tendón es insignificante, obteniéndose pequeños incrementos en el momento nominal.

### 3.3.1.2 Viga con tendón no adherido

#### a) Por método aproximado

La norma de concreto armado E.060 en el numeral 18.7.2b permite obtener el esfuerzo en el tendón ( $f_{ps}$ ) siempre y cuando:

$$f_{se} > 0.5 f_{pu}$$

En consecuencia, el esfuerzo en el tendón no adherido para elementos con una relación luz - peralte menor a 35 se determina mediante:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad \text{MPa}$$

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad \text{kg cm}$$

En esta expresión el esfuerzo en el tendón ( $f_{ps}$ ) no debe tomarse mayor que el esfuerzo de fluencia ( $f_{py}$ ) ni que  $f_{se} + 420$  MPa ( $f_{se} + 4200$  kg/cm<sup>2</sup>). Este límite se debe a que el esfuerzo en el tendón no adherido en la resistencia última no excede el límite de fluencia, permaneciendo su comportamiento en el rango elástico [11].

Esta expresión recomendada por el código ACI fue originalmente desarrollada por Mattock, Yamazaki y Kattula en 1971 [5] y luego modificada para tomar en cuenta el efecto de la relación luz-peralte basado en un estudio de Mojtahedi y Gamble en 1978 [14].

En la Tabla 3.4 se muestran los valores hallados para determinar el esfuerzo en el tendón no adherido.

Luz libre de viga	L	4000 mm	4 m
Peralte de viga	h	300 mm	30 cm
Relación luz - peralte	L/h	13	
Esfuerzo efectivo en tendón	$f_{se}$	1042 MPa	10628 kg/cm <sup>2</sup>
Cuantía de preesfuerzo	$\rho_p$	0.00061	
Esfuerzo del tendón en función de $f_{pu}$	$f_{ps}$	0.90 $f_{pu}$	
Esfuerzo del tendón no adherido	$f_{ps}$	1673 MPa	17066 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 3.4 Resumen de cálculo del esfuerzo en el tendón no adherido

El esfuerzo en el tendón calculado mediante la expresión aproximada no excede el esfuerzo de fluencia 1674 MPa (17075 kg/cm<sup>2</sup>) que se establece como límite, mostrando que el tendón permanece en el rango elástico. Resultado que guarda relación con la hipótesis original de la expresión.

En la Tabla 3.5 se muestra el resumen de cálculo para determinar el momento nominal.

Profundidad bloque de compresiones	$a$	8.71 mm	0.87 cm
Profundidad eje neutro	$c$	10.9 mm	1.09 cm
Momento nominal	$M_n$	40.6 KN m	4138 kg m
Momento resistente	$\phi M_n$	36.5 KN m	3724 kg m

Tabla 3.5 Resumen de cálculo de momento nominal de viga con el tendón no adherido con el método aproximado de la norma

#### b) Por método de Naaman y Alkhairi (1991)

Este método simplifica un análisis global del elemento a un análisis de una sección a través de un coeficiente  $\Omega_u$  [11]. Después de calcularse el esfuerzo en el tendón no adherido, el cálculo de la resistencia nominal es igual al que se realiza para un tendón adherido.

La expresión asume que el tendón de preesfuerzo permanece en su rango elástico [11] ya que el Subcomité ACI 423 reconoce que el incremento de esfuerzos en tendones no adheridos es pequeño [14]. El coeficiente  $\Omega_u$  toma en cuenta 2 variables: la condición de carga y la relación luz –peralte [14]. El esfuerzo en el tendón adherido se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f_{ps} = f_{se} + \Omega_u E_{ps} \epsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0.8 f_{pu}$$

Dónde:  $\Omega_u = \frac{3}{(L/d_p)}$  Para carga uniforme o con tres puntos de carga

$\Omega_u = \frac{1.5}{(L/d_p)}$  Para carga puntual en el centro de luz

$L_1$ : Suma total de longitudes de luces cargadas conteniendo los tendones considerados

$L_2$ : Longitud total de tendones entre anclajes

$L$ : Luz de la viga

La expresión puede usarse también para tendones externos y para tendones de materiales como fibra de carbono o vidrio, simplemente debe utilizarse el módulo de elasticidad del material en lugar de  $E_{ps}$ .

La expresión es bastante reconocida y fue inicialmente adoptada en el primer borrador de la Especificación para Diseño de Puentes AASHTO-LRFD en 1995 y posteriormente fue reemplazada [14]. Además es recomendada para reemplazar la sección 18.7.2b del código ACI debido a que está basada en compatibilidad y equilibrio, se incorpora el módulo de elasticidad del tendón, el coeficiente  $\Omega_u$  fue calibrado en base a 143 ensayos de vigas simplemente apoyadas con tendones no adheridos, entre otros [14].

La expresión fue utilizada para determinar el esfuerzo en el tendón no adherido de nuestro caso, los valores se resumen en la Tabla 3.6.

Relación luz-peralte	$L/d_p$	16	
Coeficiente de reducción de deformación	$\Omega_u$	0.0938	
Profundidad de eje neutro	$c$	7.85 mm	0.79 cm
Esfuerzo en el tendón	$f_{ps}$	2743 MPa	27980 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 3.6 Resumen de cálculo de momento nominal de viga con el tendón no adherido con el método de Naaman et al.

Se observa que el esfuerzo en el tendón calculado por este método es erróneo ya que excede el esfuerzo de rotura de 1860 MPa (18972 kg/cm<sup>2</sup>).

Esto se debe a que en la expresión de Naaman et al., se asume que la falla de la sección se presenta por el aplastamiento del concreto antes que la rotura del tendón, como normalmente ocurre en vigas con cuantías de preesfuerzo usuales. Utilizándose el valor de la deformación última ( $\epsilon_{cu}$ ) del concreto en la expresión. Sin embargo, esta situación no ocurre como vimos en la sección 3.3.1.1a en el caso de la viga con el tendón adherido, donde la falla se producía cuando el tendón llegaba a la deformación de rotura y el concreto estaba en una deformación de  $\epsilon_c = 0.0022$ .

Además en este método, la expresión está derivada en base a un comportamiento elástico del tendón, por eso se incluye  $E_{ps}$  en la expresión y el límite de esfuerzo en el tendón es  $0.8f_{pu}$  (que es ligeramente el valor final del rango elástico, ya que el esfuerzo de fluencia es  $0.9f_{pu}$ ). Por lo tanto, este método es válido cuando el esfuerzo en el tendón no adherido no supera la deformación de fluencia, caso contrario el resultado es incoherente.

En la Tabla 3.7 se resume los momentos nominales calculados para las vigas con el tendón adherido y no adherido.

	Viga Adherida (VA)	Viga No adherida (VNA)
$M_n$	44.7 KN m (4560 kg m)	40.6 KN m (4138 kg m)
$\phi M_n$	40 KN m (4100 kg m)	36.5 KN m (3724 kg m)

Tabla 3.7 Resistencia en flexión en estado último en cada viga

### 3.3.2 Límites de refuerzo de elementos sometidos en flexión

Se debe asegurar que los elementos preesforzados tengan suficiente ductilidad para proporcionar una advertencia para impedir la falla y proporcionar la capacidad para absorber considerable energía previa al colapso [1]. La norma E.060 de concreto proporciona límites máximos y mínimos para asegurar una respuesta dúctil (Ver Fig. 3.6) de los elementos preesforzados al igual que para los no preesforzados.

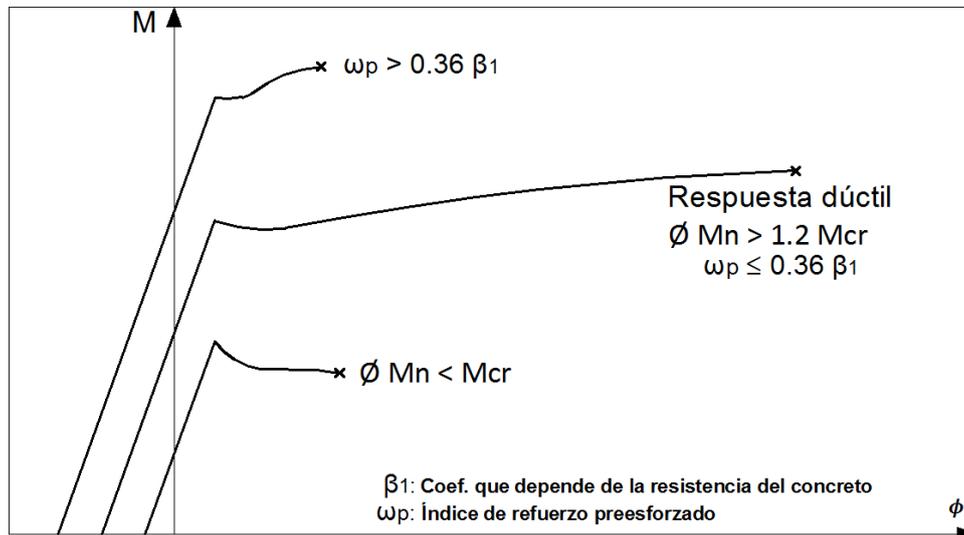


Fig. 3.6 Requisitos para ductilidad en flexión de elementos preesforzados [1]

#### a) Refuerzo máximo.-

En la sección 18.8.1 de la norma de concreto E.060 se establece:

$$\omega_p \leq 0.36 \beta_1$$

Dónde  $\omega_p$  es el índice de refuerzo preesforzado  $\omega_p = \rho_p f_{ps} / f'_c$

En la Tabla 3.8 se muestra los resultados de la revisión del refuerzo máximo.

Cuantía refuerzo preesforzado	$\rho_p$	0.00061	
Esfuerzo en el tendón (Caso mínimo)	$f_{ps}$	1860 MPa	18972 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión concreto	$f'_c$	34.3 MPa	350 kg/cm <sup>2</sup>
Índice de refuerzo preesforzado	$\omega_p$	0.033	
Límite de refuerzo máximo	$0.36 \beta_1$	0.288	
Revisión refuerzo máximo	$\omega_p \leq 0.36 \beta_1$	Si	

Tabla 3.8 Revisión límite de refuerzo máximo

#### b) Refuerzo mínimo

Para asegurar un apropiado comportamiento después del agrietamiento, la sección 18.8.3 de la norma E.060 establece que la cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado,

debe ser la necesaria para desarrollar una carga amplificada de por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada en base al módulo de rotura  $f_r$ . Entonces debe cumplirse que:

$$\phi Mn \geq 1.2M_{cr}$$

El momento de agrietamiento  $M_{cr}$  se determina mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{c_b} + Pe \left( e + \frac{r^2}{c_b} \right)$$

En la Tabla 3.9 se resumen los cálculos para el refuerzo mínimo.

Módulo de rotura	$f_r$	3.67 MPa	37.4 kg/cm <sup>2</sup>
Inercia (bruta)	$I$	$5.95 \cdot 10^8$ mm <sup>4</sup>	59400 cm <sup>4</sup>
Distancia C.G a fibra traccionada	$c_b$	195 mm	19.5 cm
Fuerza de preesfuerzo efectiva	$Pe$	102.9 kN	10500 kg
Excentricidad del tendón	$e$	145 mm	14.5 cm
Radio de giro de la sección	$r$	92.1 mm	9.21 cm
Momento de fisuración	$M_{cr}$	30.6 kN m	3119 kg m
Momento amplificado	$1.2M_{cr}$	36.7 kN m	3743 kg m
Momento resistente	$\phi Mn$	36.5 kN m	3724 kg m
Revisión refuerzo mínimo	$\phi Mn \geq 1.2M_{cr}$	Si (Ajustado)	

Tabla 3.9 Revisión de límite de refuerzo mínimo

Se cumple con el refuerzo mínimo especificado por nuestra norma. Notar que no se ha tomado en cuenta en el cálculo del momento nominal resistente el acero convencional en tracción presente en la sección.

### c) Refuerzo mínimo adherido en vigas con tendones no adheridos

La norma de concreto E.060 en la sección 18.9.3.1 especifica que se requiere refuerzo mínimo adherido en elementos con tendones no adheridos sometidos a flexión para un adecuado ancho y espaciamiento de grietas. Se especifica el refuerzo mínimo adherido:

$$A_s = 0.004 A_{ct}$$

Donde  $A_{ct}$  es el área de la porción de la sección transversal entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta (Ver Fig. 3.7).

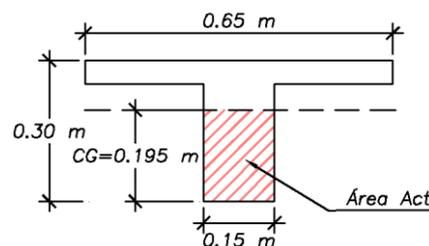


Fig. 3.7 Área  $A_{ct}$  para cálculo de refuerzo mínimo adherido en vigas con tendones no adheridos

Se ha calculado el acero convencional adherido requerido para vigas con tendones no adheridos (ver Tabla 3.10)

Área en tracción	$A_{ct}$	29250 mm <sup>2</sup>	292.5 cm <sup>2</sup>
Área de acero requerida	$A_s$	117 mm <sup>2</sup>	1.17 cm <sup>2</sup>
Cantidad en barras	4Ø6mm		

Tabla 3.10 Cálculo de refuerzo mínimo adherido en vigas con el tendón no adherido

Adicionalmente se han colocado dos barras de 6 mm de diámetro en la zona en compresión con la finalidad de mantener los estribos en su posición. En la Fig. 3.8 se muestra la sección de la viga con el acero convencional adherido colocado (en el gráfico no se incluyó el tendón de preesfuerzo).

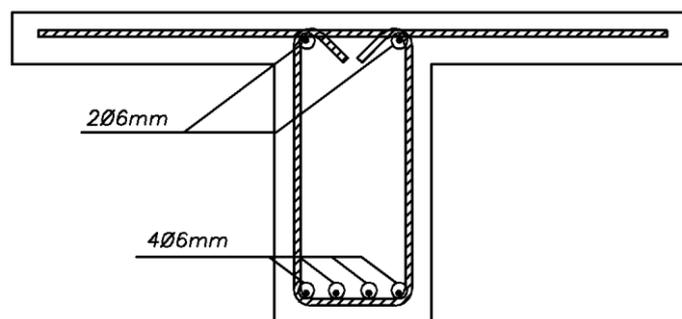


Fig. 3.8 Sección con refuerzo convencional adherido colocado en viga con tendón no adherido

### 3.3.3 Resistencia por esfuerzos permisibles

#### Propiedades de la sección

A continuación se resumen las propiedades de la sección (ver Tabla 3.11 y 3.12) que serán utilizadas en el análisis. En la etapa inicial o instante de la transferencia el tendón de postensado no está adherido al concreto por lo tanto no se tiene el comportamiento de la sección transformada. Una vez realizado el proceso de inyección en la viga con el tendón adherido, se podrá aplicar las propiedades de la sección transformada. En la viga no adherida nunca podrá utilizarse las propiedades de la sección transformada por la falta de adherencia. En el cálculo se ha incluido el acero no preesforzado.

Área de la sección	$A_c$	70000 mm <sup>2</sup>	700 cm <sup>2</sup>
Inercia de sección	$I$	5.96x10 <sup>8</sup> mm <sup>4</sup>	59560 cm <sup>4</sup>
Centro de gravedad	$y_{cg}$	195 mm	19.5 cm
Distancia a fibra superior	$c^t$	105 mm	10.5 cm
Distancia a fibra inferior	$c_b$	195 mm	19.5 cm

Tabla 3.11 Propiedades de la sección bruta

Área de la sección	$A_c$	70700 mm <sup>2</sup>	707 cm <sup>2</sup>
Inercia de sección	$I$	6.08x10 <sup>8</sup> mm <sup>4</sup>	60810 cm <sup>4</sup>
Centro de gravedad	$y_{cg}$	193 mm	19.3 cm
Distancia a fibra superior	$c^t$	107 mm	10.7 cm
Distancia a fibra inferior	$c_b$	193 mm	19.3 cm

Tabla 3.12 Propiedades de la sección transformada

No hay variación significativa en las propiedades, ya que la cantidad de refuerzo preesforzado colocada en la sección es pequeña.

### Determinación del momento resistente en servicio por esfuerzos permisibles

La norma de concreto E.060 en la sección 18.3.3 especifica que los elementos preesforzados en flexión deben clasificarse como Clase U o Clase T, en función del esfuerzo permisible en tracción de la fibra extrema para cargas de servicio (ver Tabla 3.13).

		Clase U	Clase T
Etapa inicial (transferencia)	$f_{ci}$	$0.6 f'_{ci}$	
	$f_{ti}$	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$ MPa ( $0.8\sqrt{f'_{ci}}$ kg/cm <sup>2</sup> )	
Etapa final (servicio)	$f_c$	$0.45 f'_c$	
	$f_t$	$0.62\sqrt{f'_c}$ MPa ( $2\sqrt{f'_c}$ kg/cm <sup>2</sup> )	$1.0\sqrt{f'_c}$ MPa ( $3.2\sqrt{f'_c}$ kg/cm <sup>2</sup> )

Tabla 3.13 Esfuerzos permisibles en la etapa de transferencia y servicio según la Clase

Dónde  $f_{ci}$ : Esfuerzo en compresión máximo permisible en el concreto

$f_{ti}$ : Esfuerzo en tracción máximo permisible en el concreto

$f_c$ : Esfuerzo en compresión máximo permisible en el concreto

$f_t$ : Esfuerzo en tracción máximo permisible en el concreto

$f'_{ci}$ : Resistencia del concreto en la etapa de transferencia

$f'_c$ : Resistencia del concreto en la etapa de servicio

En el cálculo de los momentos de servicio para cada clase se ha utilizado las propiedades de la sección transformada.

#### a) Resistencia por Clase U

Se especifica que el esfuerzo de la fibra extrema en tracción no debe de superar  $0.62\sqrt{f'_c}$  MPa ( $2\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>). Valor igual al módulo de rotura del concreto, por lo que el momento de servicio máximo en este caso será igual al momento de agrietamiento.

Se ha determinado el estado de esfuerzos (ver Fig. 3.9) que proporciona la fuerza de preesfuerzo en el concreto, el resumen de los cálculos se muestran en la Tabla 3.14.

Fuerza de preesfuerzo efectiva	$P_e$	102.9 KN	10500 kg
Excentricidad del tendón	$e$	143 mm	14.3 cm
Momento por fuerza de preesfuerzo	$P_e \cdot e$	14.7 KN m	1502 kg m
Esfuerzo en la fibra superior	$f^{top}$	+ 1.13 MPa	+ 11.5 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo en la fibra Inferior	$f_{bottom}$	- 6.13 MPa	- 62.6 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 3.14 Esfuerzos en la sección de concreto por la fuerza de preesfuerzo

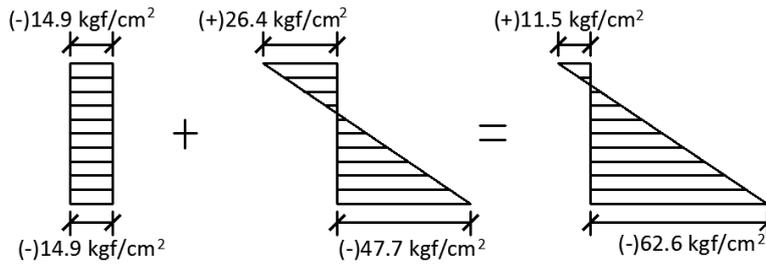


Fig. 3.9 Estado de esfuerzos proporcionado por el preesfuerzo

Con el estado de esfuerzos por el caso del preesfuerzo y el esfuerzo permisible de la fibra extrema para la Clase U, se ha determinado el momento de servicio resistente. En la Tabla 3.15 y Fig. 3.10 se resume cálculo y estado de esfuerzos.

Esfuerzo de tracción final (permisible)	$f_t$	+ 3.67 MPa	+ 37.4 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de compresión final	$f_c$	- 4.3 MPa	- 43.9 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo por servicio fibra superior	$f_{s^t}$	- 5.4 MPa	- 55.4 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo por servicio fibra inferior	$f_{s_b}$	+ 9.8 MPa	+ 100 kg/cm <sup>2</sup>
Momento de servicio	$M_s$	31 KN m	3150 kg m

Tabla 3.15 Momento de servicio en función de esfuerzo en tracción permisible según Clase U

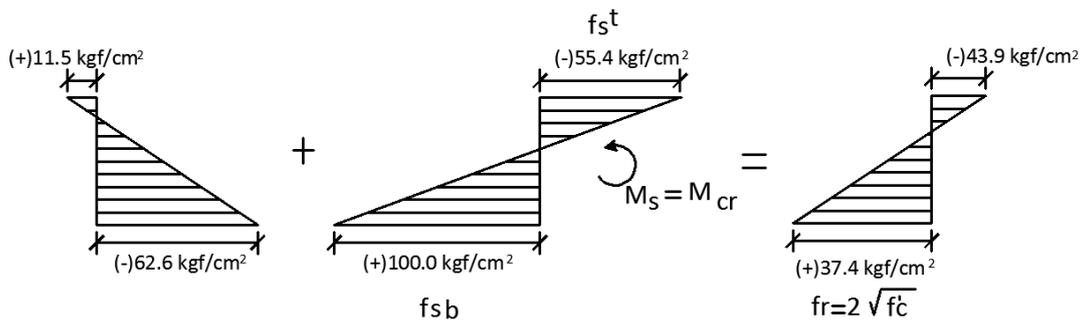


Fig. 3.10 Estado de esfuerzos para determinar momento de servicio

## b) Resistencia por Clase T

De la misma forma, a partir del estado de esfuerzos por el caso del preesfuerzo y el esfuerzo permisible de la fibra extrema para la Clase T, se ha determinado el momento de servicio resistente. En la Tabla 3.16 y Fig. 3.11 se resume cálculo y estado de esfuerzos.

Esfuerzo de tracción final (permisible)	$f_t$	+ 5.9 MPa	+ 60 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de compresión final	$f_c$	- 5.5 MPa	- 56.5 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo por servicio fibra superior	$f_{s^t}$	- 6.7 MPa	- 68.0 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo por servicio fibra inferior	$f_{s_b}$	+ 12.0 MPa	+ 122.6 kg/cm <sup>2</sup>
Momento de agrietamiento	$M_s$	37.9 KN m	3863 kg m

Tabla 3.16 Momento de servicio en función de esfuerzo en tracción permisible según Clase T

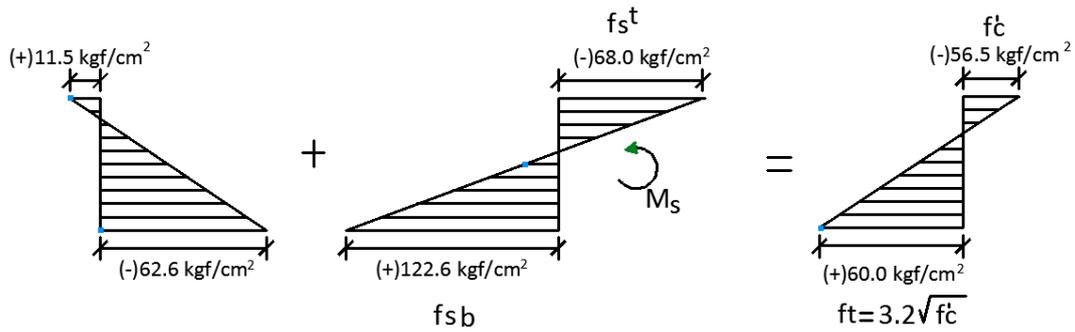


Fig. 3.11 Estado de esfuerzos para determinar momento de agrietamiento

En la Tabla 3.17 se muestran los momentos de servicio estimados en función de la Clase del elemento.

Clase U	$M_s$	31 KN m	3150 kg m
Clase T	$M_s$	37.9 KN m	3863 kg m

Tabla 3.17 Momento de servicio en cada Clase

#### Estimación de cargas actuantes

Se ha calculado el momento resistente en el estado último y por esfuerzos permisibles. En base a estos valores se determinó las cargas hipotéticas que puede soportar la viga.

Se estableció una relación carga muerta - carga viva de 1.9 (ver Fig. 3.12). La relación se estimó asumiendo como carga muerta: el peso propio, una losa de 5 cm y un piso terminado (100 kg/m<sup>2</sup>), y como carga viva un valor de sobrecarga de 250 kg/m<sup>2</sup>. Mediante esta relación se han determinado las cargas máximas que puede soportar la viga con el tendón adherido y con el tendón no adherido (ver Tabla 3.18 y 3.19).

		Esfuerzos permisibles	Resistencia última
Momento resistente		$M_s = 3150 \text{ kg m}$	$\phi M_n = 4100 \text{ kg m}$
Carga muerta en servicio	$w_{cm}$	1032 kg/m	890 kg/m
Carga viva en servicio	$w_{cv}$	543 kg/m	470 kg/m

Tabla 3.18 Cargas en servicio en base a resistencia última y por esfuerzos permisibles (Clase U) en viga con el tendón adherido

		Esfuerzos permisibles	Resistencia última
Momento resistente		$M_s = 3150 \text{ kg m}$	$\phi M_n = 3724 \text{ kg m}$
Carga muerta en servicio	$w_{cm}$	1032 kg/m	810 kg/m
Carga viva en servicio	$w_{cv}$	543 kg/m	425 kg/m

Tabla 3.19 Cargas en servicio en base a resistencia última y por esfuerzos permisibles (Clase U) en viga con el tendón no adherido

$$\frac{W_{cm}}{W_{cv}} = 1.9$$

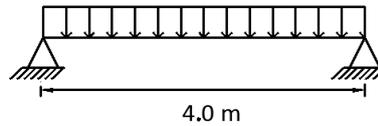


Fig. 3.12 Modelo de análisis para determinar las cargas que puede soportar la viga

Para las siguientes etapas de diseño se utilizaron las cargas de servicio calculadas a partir de la resistencia última. En la Tabla 3.20 se resume los valores de cargas de servicio para las vigas con el tendón adherido y no adherido.

		Viga adherida	Viga no adherida
Carga muerta en servicio	$w_{cm}$	890 kg/m	810 kg/m
Carga viva en servicio	$w_{cv}$	470 kg/m	425 kg/m
Carga de servicio total	$w_s$	1360 kg/m	1235 kg/m

Tabla 3.20 Cargas de servicio en viga con el tendón adherido y no adherido

### 3.3.4 Variación de la excentricidad del tendón a lo largo de la viga

En la sección 3.3.3 se determinaron las cargas que cumplen los esfuerzos permisibles, sin embargo el análisis fue llevado a cabo en una sola sección (en el centro de luz de la viga). En dicho análisis no se ha distinguido si tenemos el tendón con excentricidad constante o variable.

A medida que nos alejamos del centro de luz, el momento externo se reduce. En consecuencia es conveniente reducir la excentricidad del tendón para evitar sobrepasar los esfuerzos permisibles en las zonas donde la acción del preesfuerzo puede ser mayor a las cargas actuantes.

Se determinó los límites superior e inferior de ubicación del tendón. Se ha analizado el instante de la transferencia, donde solo actúa el peso propio de la viga y la fuerza de preesfuerzo. En este instante se pueden producir tracciones excesivas en la fibra superior de la viga. De esta manera en base al esfuerzo permisible en tracción de la fibra superior se establece el límite inferior de excentricidades. El límite superior se estableció en base a la fuerza de preesfuerzo en la etapa de servicio, las cargas actuantes totales y el esfuerzo permisible en tracción de la fibra inferior.

En la Fig. 3.13 se muestra los límites superior e inferior en la longitud de la viga para las cargas de servicio, la trayectoria de los límites siguen la forma del diagrama de momentos que se presenta en cada estado de análisis (transferencia y servicio).

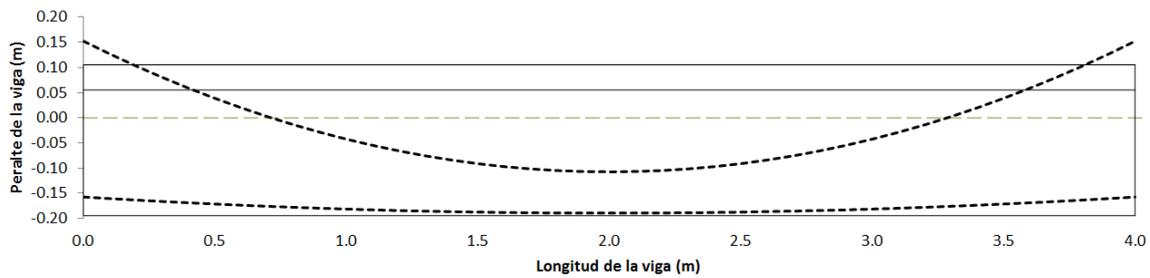


Fig. 3.13 Límites superior e inferior para cargas distribuidas en la longitud de la viga

La posición del tendón de preesfuerzo fuera de estos límites excederá los esfuerzos permisibles. En base a los límites observamos que podríamos colocar el tendón con la excentricidad máxima (similar que en el centro de luz) constante a lo largo de la viga. Sin embargo, en los extremos se presentan momentos debido a la excentricidad de la fuerza de preesfuerzo. Esto ocasionaría que se coloque refuerzo no preesforzado para tomar las tracciones por el momento aplicado en los extremos.

Los límites de la Fig. 3.13 son los que se presentan para las cargas distribuidas. Sin embargo para los ensayos en flexión se tendrán 2 cargas puntuales. Se puede hacer una conversión del momento por carga distribuida a la carga puntual equivalente que genere el mismo momento y de esta forma tenemos los límites en base a las cargas puntuales (Ver Fig. 3.14).

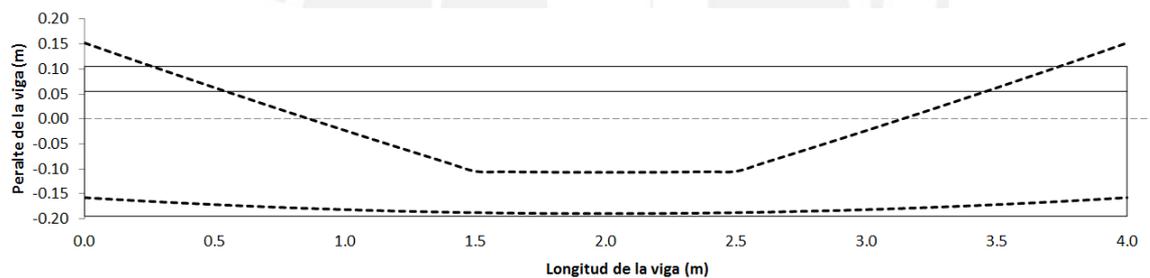


Fig. 3.14 Límites superior e inferior para cargas puntuales en la longitud de la viga

Se ha escogido una trayectoria parabólica que parte en los extremos de la viga del centro de gravedad de la sección y con excentricidad máxima en el centro de luz que está limitada por el recubrimiento requerido (Ver Fig. 3.15).

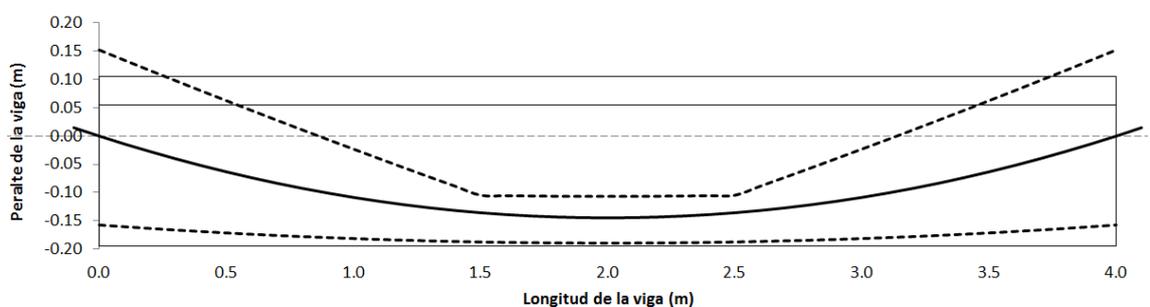


Fig. 3.15 Trazado parabólico del tendón entre límites superior e inferior en la longitud de la viga

### 3.4 Diseño por corte

En base al diseño por resistencia de acuerdo a la norma de concreto E.060 tenemos:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia nominal al corte está dada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_c$  es la contribución del concreto antes del agrietamiento diagonal. EL valor de  $V_c$  se toma como el mínimo de los dos valores entre  $V_{cw}$  y  $V_{ci}$  que son la falla por corte en el alma y la falla por flexión cortante respectivamente.

#### Resistencia por flexión – cortante

El mecanismo de falla inicia con una grieta vertical por flexión. En la parte superior de esta grieta se desarrolla una grieta diagonal que se extiende una longitud horizontal  $d$  [15]. Antes de que ocurra la falla, se desarrolla una segunda grieta por flexión a una distancia  $d/2$  (ver Fig. 3.16).

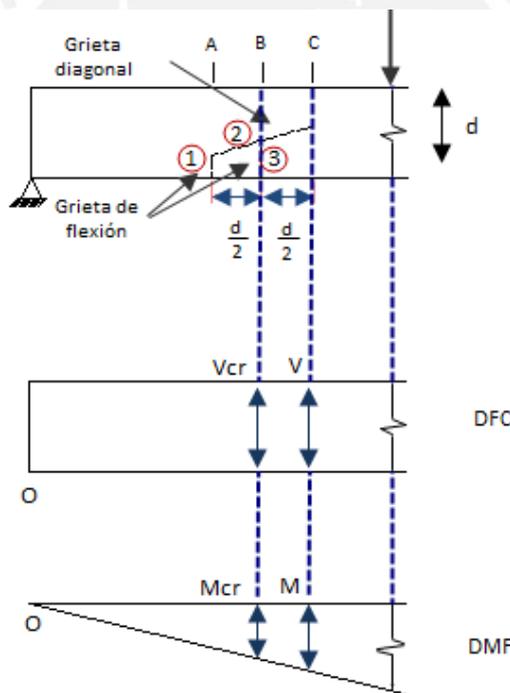


Fig. 3.16 Mecanismo de falla por flexión – cortante [7]

Entonces de acuerdo a la sección 11.4.3.1 de la norma de concreto E.060, la resistencia al corte por este tipo de falla está dado por:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'c}b_w d p + \frac{V_i M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} + V_D \quad (\text{kg cm})$$

$$M_{cre} = \frac{I}{C_b} (1.6\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d) \quad (\text{kg cm})$$

En la expresión  $V_i$  y  $M_{m\acute{a}x}$  son el cortante y momento máximo amplificados en la sección de análisis provenientes de las cargas muerta y viva. El valor de  $V_D$  es el cortante proveniente del peso propio de la viga sin amplificar. El valor de  $M_{cre}$  es el momento que produce el agrietamiento en la sección de análisis debido a las cargas aplicadas. El valor de  $f_{pe}$  es el esfuerzo en el concreto en la fibra inferior debido al preesfuerzo y  $f_d$  es el esfuerzo en el concreto en la fibra inferior al peso propio.

Ya que la trayectoria del tendón de preesfuerzo varía en la longitud de la viga el valor de  $M_{cre}$  y las cargas externas también cambiarán constantemente. En consecuencia el cálculo se debe realizar para cada sección en toda la longitud de la viga. Es conveniente graficar el cortante resistente con el cortante actuante para determinar las zonas donde se requiere estribos. En la Fig. 3.16 muestra el cortante resistente por cortante – flexión calculado para la viga.

### Resistencia por cortante en el alma

Este tipo de falla se presenta de manera abrupta y no se presentan grietas iniciales por flexión como en la falla por flexión-cortante. La falla se genera cuando el esfuerzo principal en tracción alcanza la resistencia en tracción del concreto. Como la falla se presenta antes de cualquier agrietamiento por flexión o cortante, la expresión se deriva en base a la resistencia de materiales. Es importante mencionar que el esfuerzo de compresión proporcionado por el preesfuerzo mejora la capacidad en corte, puesto que reduce el esfuerzo principal en tracción.

Entonces de acuerdo a la sección 11.4.3.2 de la norma de concreto E.060, la resistencia al corte por este tipo de falla está dado por:

$$V_{cw} = \tau_w b_w d p + V_p$$

Donde  $\tau_w$  es el esfuerzo cortante en el alma resistente basado en la resistencia del concreto a tracción directa y el aporte del esfuerzo de compresión del preesfuerzo.

$$\tau_w = 0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}$$

En la expresión  $f_{pc}$  es el esfuerzo de compresión proporcionado por el preesfuerzo en el centro de gravedad de la sección y  $V_p$  es la componente vertical de la fuerza de preesfuerzo. La componente vertical de la fuerza preesfuerzo dependerá de la inclinación del cable de preesfuerzo en la sección de análisis:

$$V_p = P e \text{ sen } \theta$$

Se ha calculado la resistencia por corte – flexión y cortante en el alma en toda la longitud de la viga y se ha graficado junto con el cortante actuante amplificado. En la Fig. 3.17 se muestran los resultados.

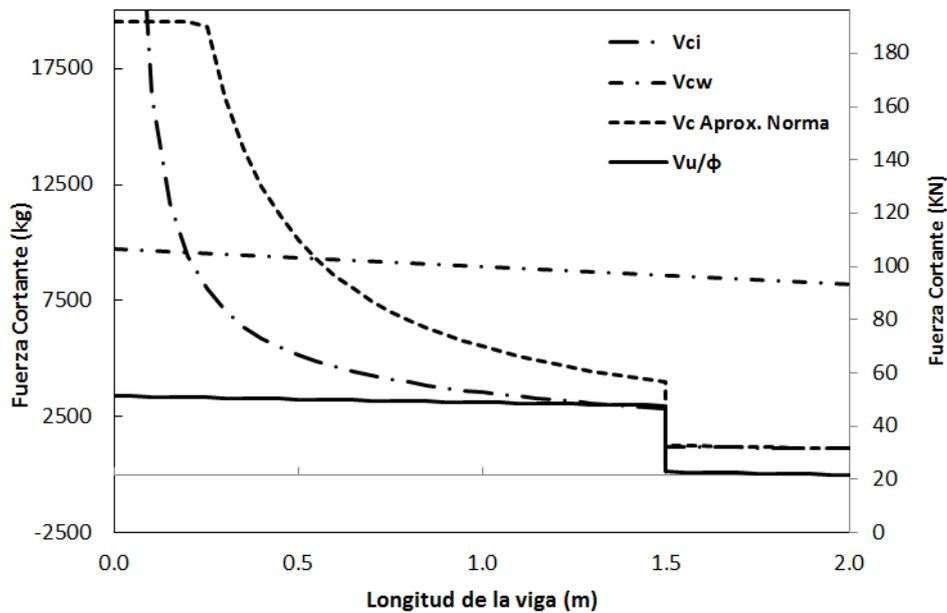


Fig. 3.17 Diagrama de cortante actuante y cortante resistente por falla cortante-flexión, cortante en el alma y expresión aproximada de la norma

Adicionalmente en la Fig. 3.17 se ha graficado la expresión simplificada de la sección 11.4.2 de la norma de concreto E.060 que se permite usar en lugar de un cálculo detallado de falla por cortante por flexión y cortante en el alma. Dicha expresión puede ser usada siempre y cuando el esfuerzo en el cable sea mayor a  $0.4 A_{ps} f_{pu}$

A una distancia de 1.5 m del extremo de la viga, el cortante actuante es casi igual al cortante resistente, pudiéndose presentarse una falla por cortante-flexión. Por lo tanto se dispondrán de una cantidad mínima de estribos para evitar la falla.

Se ha determinado el espaciamiento requerido según el cálculo de refuerzo mínimo de cortante de la sección 11.5.6.1 de la norma de concreto, proporcionando un espaciamiento de 480 mm. Sin embargo, de acuerdo al límite de espaciamiento máximo de estribos para elementos preesforzados de la sección 11.5.5.1 se establecen valores de  $0.75h$  (200 mm) o 600 mm. Por lo tanto colocaremos estribos de 6 mm de diámetro espaciados a 150 mm para asegurar que no se presente la falla por corte.

### 3.5 Diseño de zona de anclaje

En elementos pretensados la pre compresión en el concreto se proporciona por adherencia. De esta manera el preesfuerzo en el elemento se produce gradualmente a través de una longitud de transferencia. Sin embargo, en elementos postensados la fuerza se aplica directamente sobre la cara extrema del elemento mediante los anclajes, por lo cual no es posible una aplicación gradual [8].

A cierta distancia del punto de aplicación de la fuerza los esfuerzos serán uniformes y uniaxiales, en dichas zonas la suposición de secciones planas será apropiada. Cerca de la zona de aplicación de la fuerza de preesfuerzo, la distribución de esfuerzos es más compleja. La dispersión de altos esfuerzos locales cerca de la zona origina esfuerzos transversales de

tracción que pueden agrietar el concreto. Se desarrollan grietas longitudinales detrás de la zona de apoyo del anclaje (bursting zone) y cerca de cara superior e inferior del elemento (spalling zone) como se ve en la Fig. 3.18 [1].

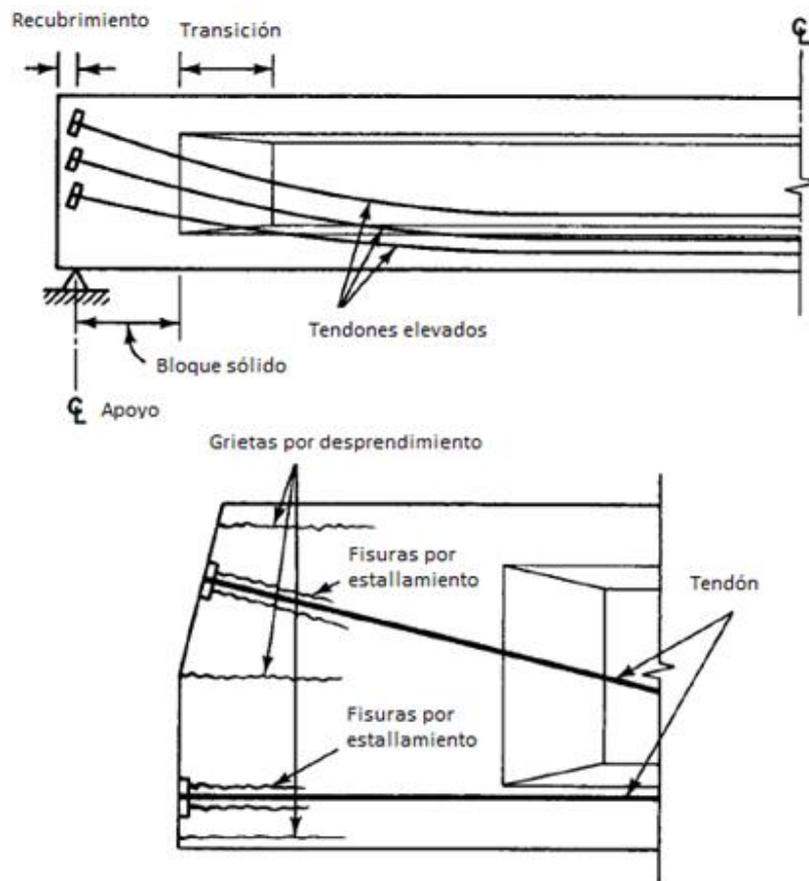


Fig. 3.18 Zona de anclaje en extremos de elementos postensados y agrietamiento por altos esfuerzos [8]

Normalmente se proporciona bloques extremos sólidos como se ve en la Fig. 3.18, estos son necesarios para acomodar la cantidad de tendones y dispositivos de anclaje. Sin embargo son de muy poco uso para reducir los esfuerzos transversales de tracción o limitar el agrietamiento [7]. De hecho análisis y ensayos han demostrado que vigas con bloques extremos desarrollan tracciones más altas que las mismas vigas sin los bloques [16].

Por lo tanto para evitar el agrietamiento y fallas prematuras lo más conveniente es colocar una cantidad adecuada de refuerzo. A continuación se calculará dicho refuerzo mediante dos métodos que figuran en la referencias bibliografías [7], [8] y [11].

### Método semi-elástico

Desarrollado por Gergely y Sozen [16], el método se basa en las condiciones de equilibrio de la zona de anclaje agrietada, con el fin de limitar la longitud y el ancho de las grietas horizontales [7].

El análisis consiste en asumir una supuesta grieta horizontal que se presenta en dirección de la fuerza de preesfuerzo. Posteriormente se determina las fuerzas que actúan sobre el bloque

aislado. Finalmente se determina el momento (par tracción-compresión) necesario para equilibrar el sistema. La altura del bloque generado por la supuesta grieta horizontal se va incrementando desde la parte inferior de la viga hasta completar el peralte total (ver Fig. 3.19).

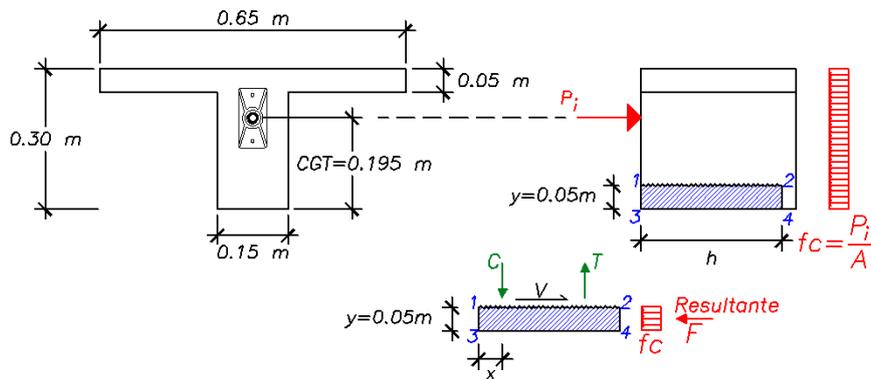


Fig. 3.19 Método semi-elástico para diseño zona de anclaje

En la Fig. 3.19, "V" es el cortante resistido por el trabazón del agregado, el cual equilibra la fuerza resultante "F" que proviene de los esfuerzos actuantes en la sección. El par de compresión "C" del concreto y tracción "T" del acero de refuerzo equilibra el momento generado por la fuerza "F" y "V".

En cada incremento de 5 cm se ha determinado el momento necesario para el equilibrio (ver Fig. 3.20). Se presenta un momento máximo de 6 KN m (610 kg m), con el cual se determina la fuerza de tracción que debe ser tomada por el refuerzo. En base a un esfuerzo permisible recomendado de 138 MPa (1410 kg/cm<sup>2</sup>) se ha determinado la cantidad de refuerzo necesario (ver Tabla 3.21).

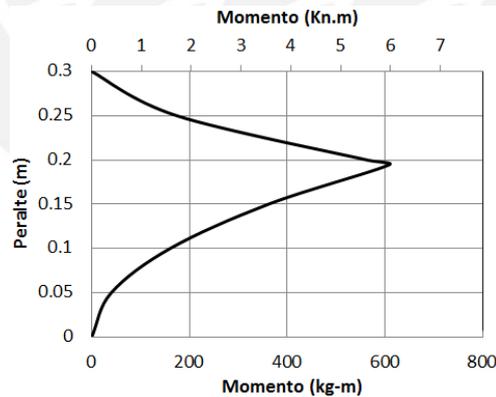


Fig. 3.20 Momento de diseño para zona de anclaje en cada incremento

$M_{m\acute{a}x}$	6 KN m	610 kg m
$h$	300 mm	30 cm
$x$	78 mm	7.8 cm
$T$	0.28 KN	2750 kg
$f_s$	138 MPa	1410 kg/cm <sup>2</sup>
$A_s$	195 mm <sup>2</sup>	1.95 cm <sup>2</sup>
Estribos	4 $\phi$ 8mm	

Tabla 3.21 Cálculo de refuerzo en la zona de anclaje

La cantidad hallada debe colocarse en una distancia de  $h/2$  (150 mm) para tomar los esfuerzos de tracción, sin embargo también se debe colocar estribos en  $h/2$  (150 mm) para confinar el concreto en la zona de donde se produce la fuerza de compresión. Por lo tanto por este método se deben colocar ocho estribos de 8 mm de diámetro en una longitud de 300 mm.

### Método puntal-tirante

Este método es recomendado por el código ACI-318 y permitido por nuestra norma de concreto armado E.060. Se basa en un enfoque de plasticidad, aproximando la distribución de esfuerzos en la zona de anclaje por una serie de puntales en compresión y tirantes en tracción conectados por puntos para formar una armadura.

El código ACI-318 recomienda esquemas estándar de armaduras puntal tirante idealizadas para carga concéntrica, estimando valores de la fuerza de tracción para calcular el área de refuerzo. Para el esquema de la Fig. 3.21 el valor de la fuerza de tracción  $T$  es  $0.25 P$ .

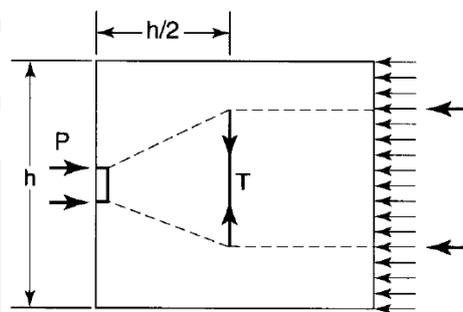


Fig. 3.21 Esquema de armadura puntal-tirante recomendada [8]

Se determinó la fuerza de tracción mediante el esquema de armadura (ver Fig. 3.22a y 3.22b) y mediante el valor estándar del código ACI sin encontrarse variación significativa. Para calcular la cantidad de acero nuestra norma específica que se amplifique la fuerza de preesfuerzo 1.2 veces el valor nominal y que el esfuerzo de diseño para el acero es de 420 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>). El cálculo de la cantidad de estribos se resume en la Tabla 3.22.

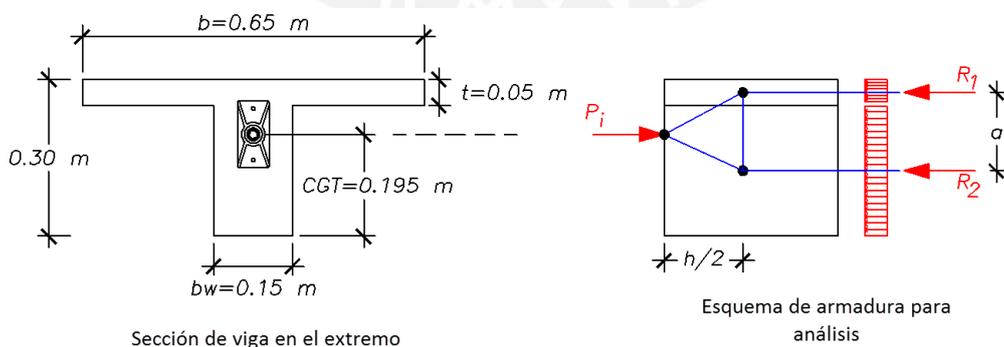


Fig. 3.22a Esquema de cálculo para determinar la fuerza de tracción

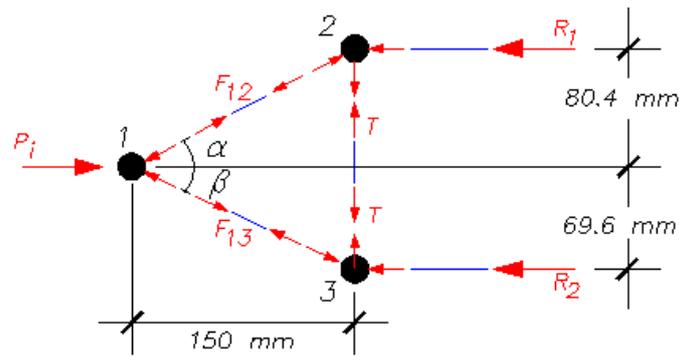


Fig. 3.22b Esquema de cálculo para determinar la fuerza de tracción

Fuerza aplicada por el gato	$P$	1.5 kN	15000 kg
Fuerza proveniente del ala de la viga	$R_1$	0.7 kN	6960 kg
Fuerza proveniente del alma de la viga	$R_2$	0.8 kN	8030 kg
Fuerza de tracción por armadura	$T$	0.38 kN	3730 kg
Fuerza de tracción recomendado ACI	$T$	0.38 kN	3750 kg
Fuerza de tracción amplificada	$T_u = 1.2 T$	0.46 kN	4480 kg
Área de acero requerida	$A_s$	107 mm <sup>2</sup>	1.07 cm <sup>2</sup>
Estribos		3Ø8 mm	

Tabla 3.22 Resumen de cálculo de refuerzo para la zona de anclaje

La cantidad hallada debe colocarse en una distancia de  $h/2$  (150 mm) para tomar los esfuerzos de tracción y también se debe colocar estribos en  $h/2$  (150 mm) para confinar el concreto en la zona de donde se producen esfuerzos de compresión.

La cantidad de refuerzo determinado por el método semi-elástico es conservadora puesto que especifica que se halle la cantidad de refuerzo con un esfuerzo de diseño del acero de 138 MPa (1410 kg/cm<sup>2</sup>). Con lo que se debería colocar ocho estribos de 8 mm de diámetro. Teniendo en cuenta que la fuerza de tracción por el método semi-elástico es menor que la fuerza por el método puntal-tirante.

Se colocó seis estribos de 8 mm de diámetro en la zona de anclaje distribuidos en una distancia de 300 mm en cada extremo de la viga. Se usó la cantidad obtenida por el método de puntal tirante puesto que el enfoque parece más razonable.

Los estribos colocados por cortante y por esfuerzos en la zona de anclaje son abiertos. No se utilizaron estribos cerrados para evitar incluir más variables en el modelo del concreto en compresión.

### 3.6 Pérdidas de preesfuerzo

La fuerza inicial de preesfuerzo aplicada al concreto sufre un progresivo proceso de reducción en el tiempo, estas pérdidas se estabilizan en un periodo aproximado de 5 años [8]. La sobreestimación de las pérdidas de preesfuerzo, que puede parecer conservador, puede ser realmente tan perjudicial como una subestimación [7]. Sobreestimar conduciría al diseñador especificar demasiado preesfuerzo lo que resultaría en una excesiva contra flecha (camber) o movimientos horizontales problemáticos en la estructura [7]. Por tanto es necesaria una estimación razonable de las pérdidas.

Las pérdidas se agrupan en 2 categorías:

- Pérdidas inmediatas que se producen durante el proceso de fabricación o construcción. Estas son: pérdidas por fricción, asentamiento (embutimiento) en el anclaje y el acortamiento elástico del concreto.
- Pérdidas diferidas que se producen durante la vida útil de la estructura. Estas son: pérdidas por relajación del acero, el flujo plástico y la contracción del concreto.

En Tabla 3.23 se resumen el tipo de pérdida que se presenta en elementos preesforzados así como la etapa en la que se presenta.

Tipo de pérdida de preesfuerzo		Etapa de ocurrencia	
		Pretensado	Postensado
Fricción	$F$	-	Durante el tensado
Asentamiento en el anclaje	$A$	-	En la transferencia
Acortamiento elástico	$ES$	En la transferencia	En tensado secuencial
Relajación del acero	$R$	Antes y después de la transferencia	Después de la transferencia
Flujo plástico del concreto	$CR$	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Contracción del concreto	$SH$	Después de la transferencia	Después de la transferencia

Tabla 3.23 Pérdidas de preesfuerzo y sus etapas de ocurrencia en el pretensado y el postensado [8]

### 3.6.1 Estimación global de las pérdidas

Para evitar una determinación detallada se tienen recomendaciones de la magnitud global de pérdidas de esfuerzo. Son aplicables solo para condiciones estándar de carga, concreto, control de calidad y condiciones ambientales. Es obligatorio un análisis detallado si no se cumple con estas condiciones. En la Tabla 3.24 se muestran las sumas globales de las pérdidas recomendados por la AASHTO y PCI para postensado.

AASHTO	Tendón de postensado – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	33000 psi	2325 $\text{kg/cm}^2$
PCI	Tendones de baja relajación	30000 psi	2115 $\text{kg/cm}^2$

Tabla 3.24 Suma global de pérdidas de preesfuerzo recomendadas

Esta suma global incluye acortamiento elástico, relajación del acero de preesfuerzo, flujo plástico y contracción del concreto. No incluye las pérdidas por fricción ni deslizamiento en el anclaje. Estos valores fueron hallados para condiciones normales y representa la pérdida total en la vida útil de la estructura.

El valor promedio de acuerdo a la suma global sería  $2200 \text{ kg/cm}^2$ . Si el tensado inicial fue  $0.8 f_{pu}$  ( $15178 \text{ kg/cm}^2$ ) el porcentaje de pérdida representaría el 14 %. Sin embargo, este valor incluye el acotamiento elástico, dicha pérdida no se presentará en nuestro caso porque no aplicaremos tensado secuencial ya que solo tenemos un tendón en la viga. Además no se incluye la pérdida por fricción y asentamiento en el anclaje.

### 3.6.1 Estimación detallada de las pérdidas

Se determinarán las pérdidas de manera detallada ya que la estimación por suma global no es aplicable en este caso. Las pérdidas diferidas representan una mínima cantidad ya que los ensayos se realizarán en un tiempo relativamente corto después de la construcción de las vigas, no llegando a desarrollarse el total de estas pérdidas.

#### a) Pérdida por fricción

Se presenta debido a la fricción entre el tendón y el concreto que rodea al ducto. La magnitud de la pérdida se debe a dos efectos: el primero es la fricción por la curvatura intencional (curvature effect) proporcionada al tendón, en nuestro caso el perfil parabólico dispuesto y la segunda es la fricción por la curvatura involuntaria del cable (wobble effect) que se presenta al intentar mantener la trayectoria deseada del tendón mediante soportes distanciados. Mientras mayor sea la distancia entre los apoyos o soportes para darle la trayectoria parabólica mayor será el efecto por curvatura involuntaria (ver Fig. 3.23).

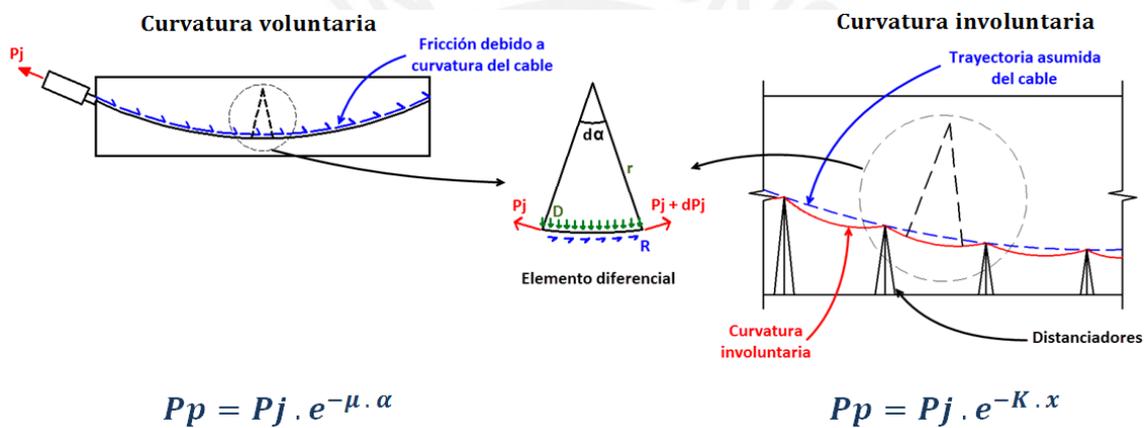


Fig. 3.23 Pérdida por fricción por curvatura voluntaria (curvature effect) e involuntaria (wobble effect)

La norma de concreto E.060 en la sección 18.6.2.1 establece la siguiente expresión para las pérdidas por fricción que incluye la curvatura voluntaria e involuntaria (llamada también desviación accidental):

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K l_{px} + \mu_p \alpha_{px})}$$

Dónde:

$P_{px}$ : Es la fuerza en los tendones a una distancia  $l_{px}$  del extremo donde se aplica la fuerza del gato  $P_{pj}$

$K$ : Coeficiente de curvatura involuntaria por unidad de longitud.  $K = \mu \cdot \beta$ , donde  $\mu$  es el coeficiente de rozamiento estático entre el acero de preesfuerzo y el ducto y  $\beta$  es el ángulo por unidad de longitud que puede variar de  $0.3^\circ$  a  $1^\circ$  por metro [17].

$l_{px}$ : Es la distancia a la cual se quiere determinar la pérdida por fricción medida en metros

$\mu_p$ : Es el coeficiente de curvatura voluntaria

$\alpha_{px}$ : Es el cambio angular de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta el punto en consideración medido en radianes

Los valores de  $K$  y  $\mu p$  dependen de la patente del sistema de postensado. Sin embargo, la norma presenta el rango de valores en la sección 18.6.2.2. Para el cálculo de pérdidas por fricción se usaron los valores de la Tabla 3.25 proporcionados por la patente utilizada.

		Viga adherida	Viga no adherida
Fuerza aplicada por el gato	$P_{pj}$	15000 kg	15000 kg
Coefficiente por desviación	$K$	0.0033	0.0016
Coefficiente de curvatura	$\mu$	0.14	0.07

Tabla 3.25 Valores para determinar la pérdida por fricción en viga con el tendón adherido y no adherido

En la Fig. 3.24 se muestra la pérdida por fricción calculada para la viga con tendón adherido y no adherido.

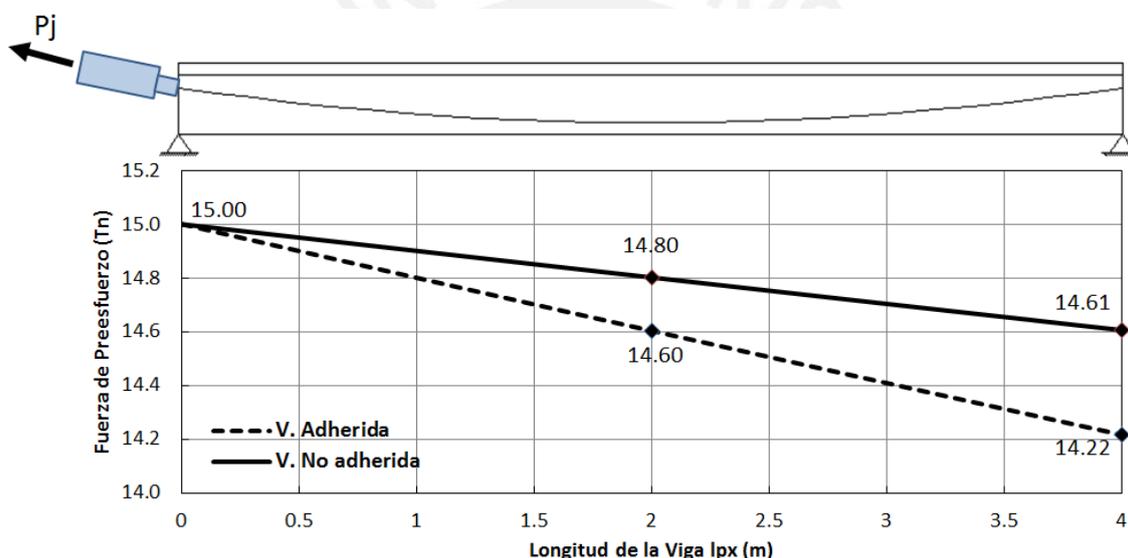


Fig. 3.24 Pérdida de preesfuerzo por fricción en viga con el tendón adherido y no adherido

### b) Pérdida por asentamiento en el anclaje

Se presenta debido al deslizamiento de las cuñas dentro del anclaje inmediatamente después de haber retirado el gato de preesfuerzo. La pérdida de alargamiento implica pérdida de esfuerzo en el tendón. Generalmente la magnitud del asentamiento en el anclaje está en un rango de 1/4" a 3/8" (6.35 mm a 9.53 mm) para cuñas de dos piezas [8], [11].

Se puede determinar el asentamiento en términos de esfuerzo como valor promedio en toda la longitud de la viga mediante:

$$\Delta_{fpA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps}$$

Dónde:  $\Delta_{fpA}$  es la pérdida por asentamiento en el anclaje en términos de esfuerzo y  $\Delta_A$  es el valor de asentamiento.

Para el cálculo se ha utilizado un valor de asentamiento de 9 mm, asumiendo que el alargamiento inicial del cable es el que se calculó teóricamente en la sección 4.2 y el alargamiento final es el que se ha medido en las vigas (sección 6.1.2). En consecuencia la pérdida por asentamiento es:

$$\Delta_{fpA} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{PA} = 4.44 \text{ tn}$$

El valor calculado es la pérdida promedio en toda la longitud de la viga. Sin embargo, en la realidad la pérdida por deslizamiento se va disipando en la longitud de la viga. En vigas de gran longitud, este tipo de pérdida es pequeño porque su longitud de influencia muchas veces solo afecta a la zona cercana al extremo donde se realiza el tensado y no afecta la fuerza de preesfuerzo en el centro de luz. En el caso de vigas cortas el deslizamiento afecta en toda la longitud y representa un gran porcentaje de pérdidas.

En la Fig. 3.25 se muestra la influencia de la pérdida por deslizamiento en la longitud de la viga.

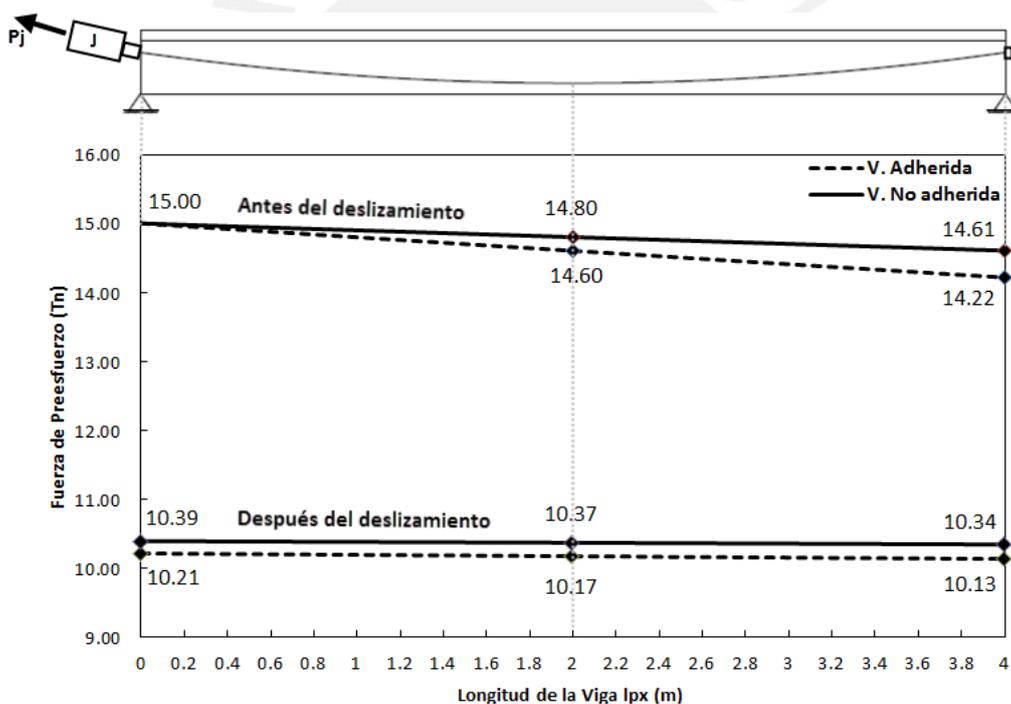


Fig. 3.25 Pérdida después del deslizamiento en el anclaje en vigas con el tendón adherido y no adherido

La pérdida es mayor en la viga con el tendón adherido que en las vigas con el tendón no adherido. La diferencia de pérdida entre las vigas se debe a los coeficientes de fricción ( $K$  y  $\mu$ ) que presentan cada una. En la viga adherida se produce mayor fricción entre el tendón, ducto y concreto circundante por lo que la pérdida es mayor.

Se calculó una pérdida de 4.43 Tn en el centro de luz que representa 30 % de la fuerza inicial (15 Tn) aplicada por el gato de preesfuerzo. Dicho valor es el que se ha asumido inicialmente como porcentaje de pérdidas para el diseño en flexión.

Se han determinado las pérdidas diferidas en el tiempo sin embargo su valor no representan un porcentaje influyente, ya que el proceso de tensado se realiza a los 21 días de haber vaciado el concreto y los ensayos aproximadamente 14 días después, por lo que en este corto tiempo no se desarrollan dichas pérdidas.

La norma de concreto E.060 menciona que debe considerarse las pérdidas de preesfuerzo en el diseño. Sin embargo, no recomienda procedimientos específicos. En el comentario R18.6.1 del código ACI 318M-08 se recomienda la investigación de Zia et al. [18] para determinar las pérdidas diferidas de manera detallada. Este documento fue el que se utilizó para calcular dichas pérdidas.



## CAPÍTULO 4: CÁLCULO DE RESPUESTA DE MIEMBROS PREESFORZADOS EN FLEXIÓN

En este capítulo se ha calculado la respuesta teórica de las vigas postensadas, los resultados son después comparados con los valores obtenidos experimentalmente (capítulo 6).

### 4.1 Cálculo de contra flecha o “camber”

Se tiene dos valores de contra flecha:

- En el instante del tensado, cuando está actuando directamente el gato de preesfuerzo sobre un extremo de la viga y solo ocurren las pérdidas por fricción.
- Después del tensado, cuando se retira el gato de preesfuerzo y ocurre la pérdida por deslizamiento del anclaje.

Utilizaremos el método de la carga equivalente desarrollada por T. Y. Lin, en la cual se toma al concreto como un cuerpo libre separado de los tendones de preesfuerzo. La acción de los tendones se reemplazará como un sistema de fuerzas equivalentes que actúan sobre el concreto [2]. En este enfoque se asume que la fuerza de preesfuerzo es constante en la longitud de la viga.

Debido al perfil parabólico establecido se generan fuerzas radiales o transversales en la longitud de la viga y fuerzas en los extremos (anclajes) que equilibran las componentes radiales (Ver Fig. 4.1).

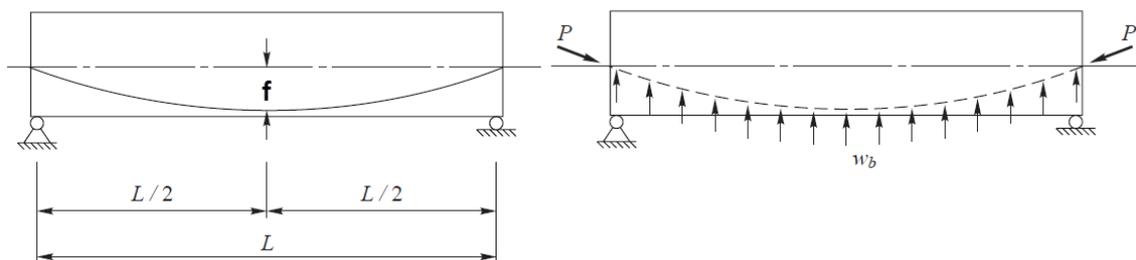


Fig. 4.1 Sistema de cargas equivalentes en vigas [3]

Se asume que las fuerzas radiales son verticales, despreciando su componente horizontal. Por lo tanto serán similares a una carga distribuida, el valor de la carga equivalente distribuida  $w_p$  se obtiene a partir de la fuerza de preesfuerzo mediante:

$$w_p = \frac{8Pf}{L^2}$$

Este procedimiento es válido para relaciones:

$$\frac{f}{L} < \frac{1}{12}$$

Donde  $f$  es la flecha o sagita del perfil parabólico del tendón de preesfuerzo y L la longitud de la viga (ver Fig. 4.1).

Ya que la fuerza de preesfuerzo varía en el instante del tensado y después del tensado, se tendrán dos valores de cargas equivalentes distribuidas. Dichas cargas equivalentes actúan en sentido opuesto a la carga distribuida por el peso propio, por lo tanto se restará dicho valor para calcular la contra flecha.

En los cálculos se ha utilizado una resistencia del concreto en compresión de 31.4 MPa (320 kg/cm<sup>2</sup>) correspondiente al instante del tensado. No se trabaja con la inercia de la sección transformada en la viga adherida puesto que aún no se realizó la inyección de mortero. En la Tabla 4.1 se resumen los cálculos.

		Viga adherida		Viga no adherida	
		Instante	Después	Instante	Después
Fuerza de preesfuerzo	$P$	14600 kg	10170 kg	14800 kg	10370 kg
Carga equivalente	$w_p$	1059 kg/m	737 kg/m	1073 kg/m	752 kg/m
Carga por peso propio	$w_{pp}$	168 kg/m			
Carga equivalente resultante	$w_r$	891 kg/m	569 kg/m	905 kg/m	584 kg/m
Contra flecha	$\Delta$	1.9 mm	1.2 mm	1.9 mm	1.2 mm

Tabla 4.1 Cargas equivalentes y contra flecha en el centro de luz en el instante y después del tensado en la viga con el tendón adherido y no adherido

#### 4.2 Alargamiento del tendón de preesfuerzo

La fuerza en el tendón de preesfuerzo puede calcularse conociendo el valor de alargamiento del tendón. El alargamiento puede ser medido en obra en el instante del tensado y después que se ha realizado el tensado. En el instante del tensado se tiene el alargamiento inicial, sin embargo cuando el gato de preesfuerzo suelta el tendón se produce una pequeña penetración o embutimiento del tendón dentro del anclaje. Por lo tanto, el alargamiento medido después del tensado incluirá la pérdida por asentamiento en anclaje.

De acuerdo a la resistencia de materiales, el alargamiento ( $\Delta_L$ ) por una fuerza ( $P$ ) constante se calcula mediante:

$$\Delta_L = \frac{PL}{EA}$$

En la expresión los valores de la longitud ( $L$ ), módulo de elasticidad ( $E$ ) y área del tendón ( $A$ ) son constantes. Sin embargo, la fuerza de preesfuerzo no es constante en la longitud de la viga debido a la pérdida por fricción, por lo que debe recurrirse al diagrama de pérdida de preesfuerzo por fricción (Fig. 3.23). Por lo tanto el alargamiento se calcula mediante:

$$\Delta_L = \int_0^L \frac{P(x)dx}{EA}$$

En la fórmula, la función de la fuerza de preesfuerzo  $P(x)$  será la expresión para calcular la pérdida por fricción:

$$P(x) = P_p j e^{-(K l p x + \mu p \alpha p x)}$$

El alargamiento total del tendón será la suma del acortamiento elástico del concreto por la acción de la fuerza de preesfuerzo más el alargamiento del tendón (Ver Fig. 4.2):

$$\Delta_L = \int_0^L \frac{P(x)dx}{E_C A_C} + \int_0^L \frac{P(x)dx}{E_{ps} A_{ps}}$$

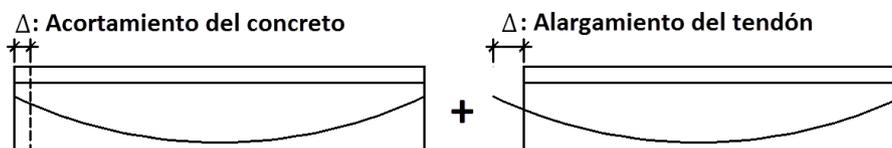


Fig. 4.2 Alargamiento total del cable

Agrupando la expresión anterior finalmente calcularemos el alargamiento total del cable mediante:

$$\Delta_L = \int_0^L P(x)dx \left( \frac{1}{E_C A_C} + \frac{1}{E_{ps} A_{ps}} \right)$$

En la Tabla 4.2 se muestra el resumen de los cálculos:

		Viga Adherida	Viga no adherida
Longitud de la viga	$L$	4000 mm (400 cm)	
M. Elasticidad concreto	$E_C$	20307 MPa (268330 kg/cm <sup>2</sup> )	
Área de la sección	$A_C$	70000 mm <sup>2</sup> (700 cm <sup>2</sup> )	
M. Elasticidad acero	$E_{ps}$	1.96x10 <sup>5</sup> MPa (2.10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	
Área del cable	$A_{ps}$	98.7 mm <sup>2</sup> (0.987 cm <sup>2</sup> )	
Área de la fuerza en la longitud de la viga	$\int_0^L P(x)dx$	5.727x10 <sup>7</sup> KN mm (5.844x10 <sup>8</sup> kg cm)	5.804x10 <sup>7</sup> KN mm (5.922x10 <sup>8</sup> kg cm)
Acortamiento del concreto	$\Delta_c$	0.31 mm	0.32 mm
Alargamiento del tendón	$\Delta_c$	29.6 mm	30.0 mm
Alargamiento total del tendón	$\Delta_L$	29.9 mm	30.3 mm

Tabla 4.2 Alargamiento total del cable en el instante del tensado

Se ha calculado el alargamiento inicial del tendón (30 mm). Sin embargo, después del tensado se producirá la pérdida por asentamiento del tendón en el anclaje. En la sección 6.1.2 se estima el valor de asentamiento en base a este alargamiento inicial calculado.

### 4.3 Relación momento curvatura de las secciones

El diagrama momento curvatura representa la respuesta en flexión de una sección de concreto con acero de refuerzo, ya sea preesforzado o no preesforzado. En base al diagrama momento curvatura se puede calcular la respuesta global de un elemento en flexión como veremos en la sección 4.4.

Se obtiene mediante equilibrio, condiciones de compatibilidad (hipótesis de secciones planas) y relaciones esfuerzo-deformación de los materiales (tratados en la sección 2). Existe amplia bibliografía sobre la teoría y enfoques de cálculo de la relación momento curvatura [19, 1] así como programas específicos libres para su obtención [20].

Es posible calcular la relación momento curvatura para el caso de la viga con el tendón adherido puesto que asumimos que se cumple la compatibilidad de deformaciones debido a una perfecta adherencia entre el tendón de preesfuerzo y el concreto circundante. Sin embargo, en la viga con el tendón no adherido el tendón se desplaza libremente dentro del ducto de postensado por lo que no existe la compatibilidad. Para determinar su respuesta deberá recurrirse a la compatibilidad de deflexiones, involucrando el análisis global del elemento.

El cálculo del diagrama momento curvatura se ha realizado para la sección el centro de luz de la viga. Las características de los modelos de los materiales se muestran en la Tabla 4.3 y en la Tabla 4.4 se muestra la deformación estable en tendón proporcionada por el preesfuerzo.

Concreto: Thorenfeldt-Tomaszewicz-Jensen			
Resistencia máxima	$f'_c$	34.3 MPa	350 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia última	$f'_{cu}$	17.1 MPa	174 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación para la resistencia máxima	$\epsilon_0$	0.0020 (0.20%)	
Deformación última	$\epsilon_{cu}$	0.0038 (0.38%)	
Acero de preesfuerzo: Ramberg – Osgood Modificado (Valores ASTM A426)			
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	1674 MPa (243 Ksi)	17075 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo último	$f_u$	1860 MPa (270 Ksi)	18972 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación de fluencia	$\epsilon_y$	0.01 (1%)	
Deformación última	$\epsilon_u$	0.04 (4%)	
Acero de preesfuerzo: Ramberg – Osgood Modificado (Valores Fabricante)			
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	1902 MPa (243 Ksi)	18398 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo último	$f_u$	1948 MPa (270 Ksi)	19865 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación de fluencia	$\epsilon_y$	0.01 (1%)	
Deformación última	$\epsilon_u$	0.054 (5.4%)	
Acero no preesforzado: Modelo de Park y Paulay			
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	472 MPa	4810 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo último	$f_u$	665 MPa	6780 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación de fluencia	$\epsilon_y$	0.0025 (0.25%)	
Deformación inicio endurecimiento	$\epsilon_h$	0.02 (2%)	
Deformación última	$\epsilon_u$	0.09 (9%)	

Tabla 4.3 Características de los modelos de esfuerzo-deformación para los materiales

Fuerza estable	$P_e$	1.07 KN	10490 kg
Esfuerzo estable en el tendón	$f_{se}$	1042 MPa	10628 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad de tendón	$E_{ps}$	$1.96 \times 10^5$ MPa	$2 \times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup>
Deformación en el tendón	$\epsilon_{se}$	0.0053 (0.53%)	

Tabla 4.4 Fuerza de preesfuerzo estable

Se ha utilizado diferentes modelos para el concreto no confinado (Hognestad, Mander y Thorenfeldt-Tomaszewicz-Jensen [1]) y para el acero de preesfuerzo (descritos en la sección 2.2.3) sin encontrarse variación significativa en el diagrama momento curvatura.

Las características del acero de preesfuerzo si presentan variación en el diagrama momento curvatura (ver Fig. 4.3) en la zona posterior al agrietamiento. Se ha utilizado el modelo de Ramberg – Osgood Modificado con las características especificadas por la ASTM 4426 y con las

características del fabricante de los tendones: Tianjin Chunpeng Prestressed Concrete Strand Co (ver Tab. 4.3).

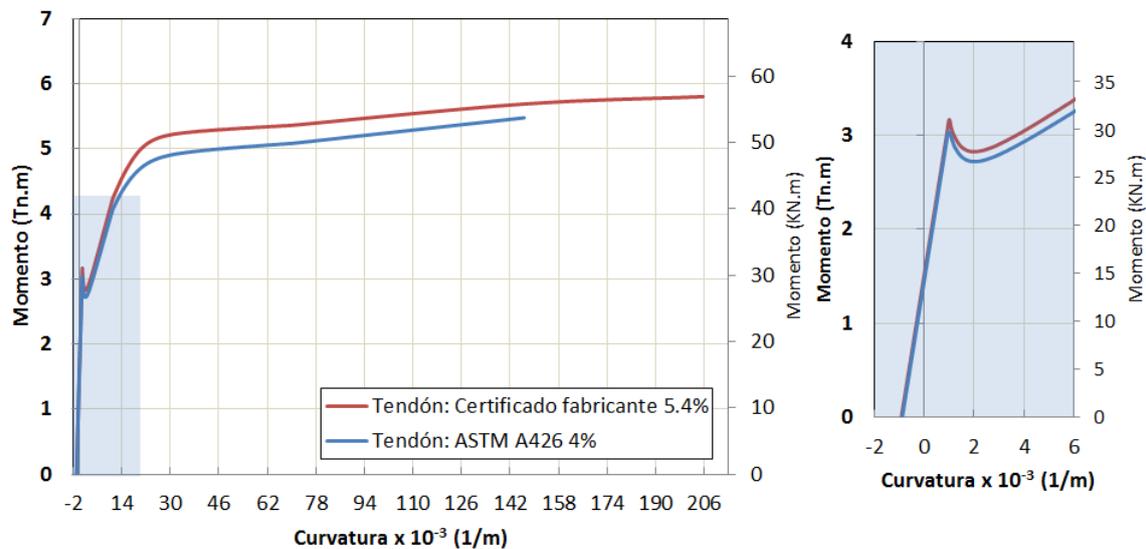


Fig. 4.3 Diagrama momento curvatura de sección al centro de luz de la viga con características de tendón de preesfuerzo de la ASTM A426 y certificado de fabricante

Comparando las características del tendón de preesfuerzo reales y las especificadas por la ASTM, el incremento del esfuerzo de fluencia es 8 %, el incremento del esfuerzo último es 5 % y el incremento en la deformación última es 35%. Estos valores producen el incremento en el momento último de 6 % y el incremento en la curvatura última de 40 %. Por lo tanto, respecto a resistencia no hay gran incremento, el incremento más significativo se produce en la curvatura última de la sección.

La respuesta carga deflexión de las vigas será determinada en base al diagrama momento curvatura calculado. Sin embargo, se necesita el diagrama en cada sección ya que la trayectoria parabólica del tendón de preesfuerzo modifica el diagrama constantemente (ver Fig. 4.4).

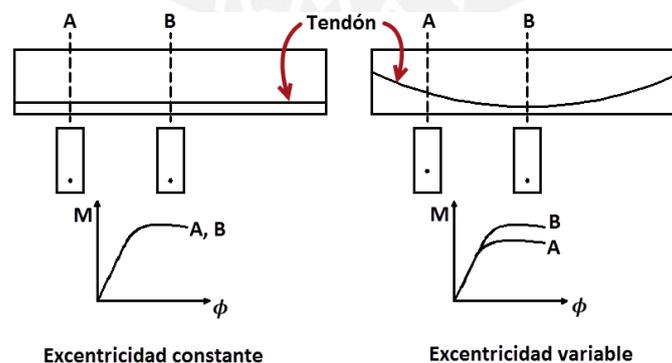


Fig. 4.4 Variación relación momento curvatura en viga con excentricidad constante y variable

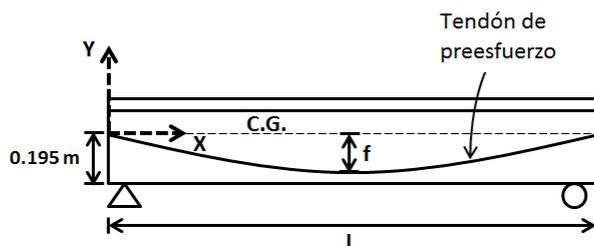


Fig. 4.5 Esquema de trayectoria del tendón de preesfuerzo

La ecuación que describe la trayectoria del tendón de preesfuerzo tomando como origen el extremo izquierdo (ver Fig. 4.5) de la viga es:

$$e(x) = y(x) = \frac{4f}{L^2}x^2 - \frac{4f}{L^2}x$$

Donde  $f$  es la excentricidad al centro de luz respecto al centro de gravedad de la sección. Reemplazando los valores tendremos:

$$e(x) = 0.0362x^2 - 0.1446x$$

En la Fig. 4.6 se muestran los diagramas momento curvatura calculados para las secciones cada 0.5 m en la longitud de la viga.

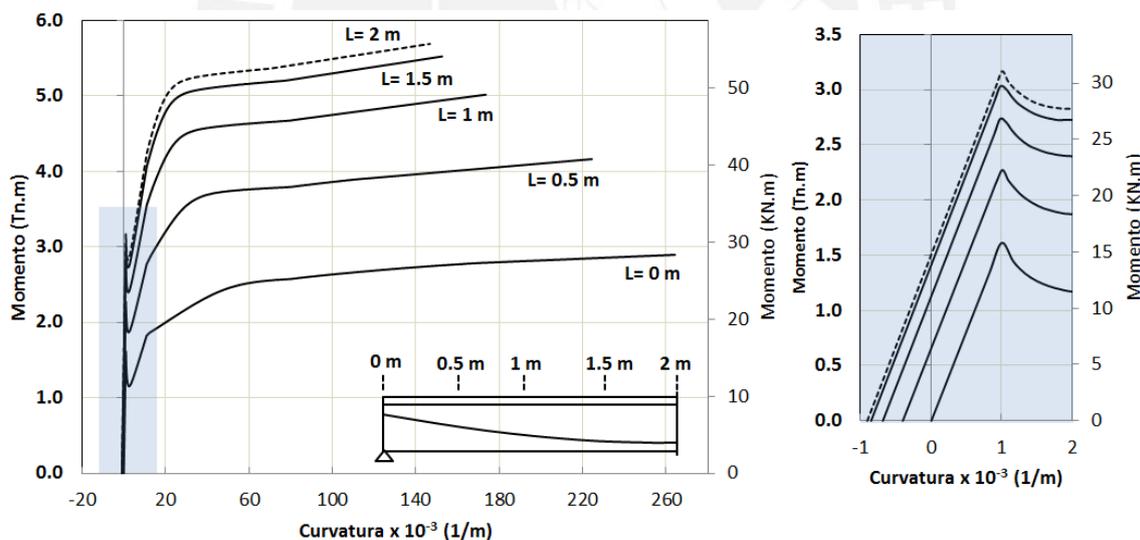


Fig. 4.6 Variación de los diagramas momento curvatura a lo largo de la longitud de la viga

La fuerza de preesfuerzo no varía significativamente en la longitud de la viga. Sin embargo, la excentricidad del tendón incrementa mientras se aproxima al centro de luz de la viga. En consecuencia el brazo de palanca crece obteniendo mayores momentos de agrietamiento como se observa en la Fig. 4.6.

En el extremo de la viga la excentricidad es nula, puesto que el tendón parte del centro de gravedad de la sección. Por lo tanto en dicha sección solo actúan esfuerzos de compresión

uniformes en toda la altura de la sección. Esto implica que la sección no tiene curvatura inicial como puede apreciarse en la relación momento curvatura en la Fig. 4.6.

Es importante mencionar que el preesfuerzo mejora la capacidad en servicio en comparación con el concreto armado. Una viga de concreto armado excede el momento de agrietamiento para cargas menores a las cargas de servicio. Mientras que las vigas preesforzadas usualmente soportan las cargas de servicio dentro de su etapa no agrietada.

#### 4.4 Respuesta carga – deflexión al centro de luz

El cálculo de las deflexiones antes del agrietamiento del elemento no es complicado, puesto que la viga se comporta como un material homogéneo y su respuesta obedece a la resistencia de materiales. De esta manera ha sido calculada la contra flecha inicial de la viga en el instante de la transferencia en la sección 4.1. Sin embargo, después del agrietamiento la rigidez efectiva a flexión se reduce considerablemente, por lo que el uso de la sección transversal total proporciona serios errores [7].

Un método práctico de cálculo de deflexiones es usando el momento de inercia reducido o efectivo. Sin embargo, se han calculado las deflexiones a partir de las curvaturas.

En la Fig. 4.7 se resume el procedimiento de cálculo de deflexiones a través de las curvaturas [1], el ejemplo está ilustrado para una viga con un tendón de excentricidad constante.

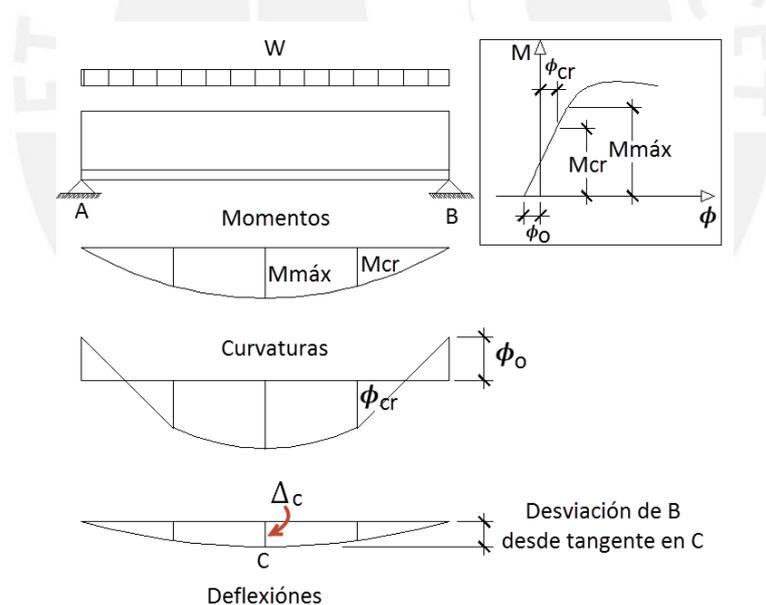


Fig. 4.7 Cálculo de deflexiones a partir de curvaturas [1]

El procedimiento se realiza por incrementos de carga, se aplica un valor de carga inicial y este produce un diagrama de momentos. Para cada valor de momento en cada sección se determina la curvatura ( $\phi$ ) de acuerdo a su diagrama momento curvatura. Una vez obtenida todas las curvaturas en cada sección a lo largo de la viga la deflexión en el centro de luz se determinará mediante:

$$\Delta_{CL} = \int_0^{0.5L} \phi \cdot x \, dx$$

Es más conveniente para el cálculo de la deflexión utilizar la integración numérica (ver Fig. 4.8), entonces la expresión anterior será aproximada por:

$$\Delta_{CL} = \left( \frac{\phi_1 x_1 + \phi_2 x_2}{2} \right) \Delta x_1 + \left( \frac{\phi_2 x_2 + \phi_3 x_3}{2} \right) \Delta x_2 + \dots$$

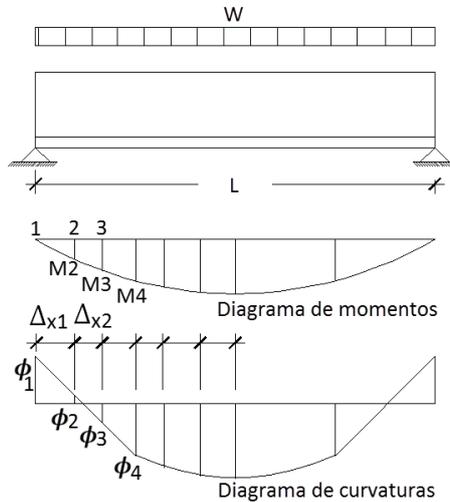


Fig. 4.8 Integración numérica de curvaturas para determinar deflexiones [1]

Mediante este procedimiento se ha obtenido la deflexión para cada incremento de carga. En la Fig. 4.9 se muestra la respuesta carga deflexión al centro de luz de la viga con el tendón adherido.

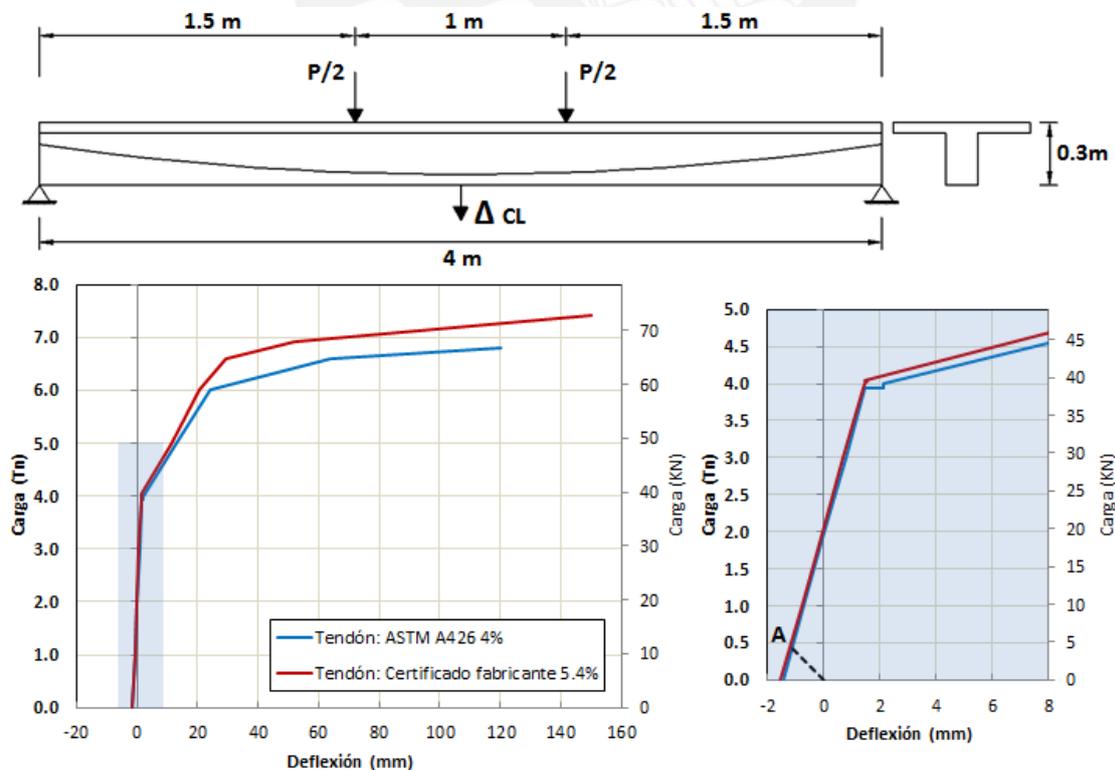


Fig. 4.9 Respuesta calculada carga-deflexión de viga con el tendón adherido sometida a cargas puntuales

Se ha calculado la respuesta carga-deflexión utilizando las características del tendón especificadas por la ASTM A426 y los valores del certificado del fabricante (Anexo). Los resultados muestran que el cálculo de la respuesta con el uso de los valores del fabricante produce un incremento en la carga de falla de 9% y un incremento en la deflexión última de 25% en comparación con las características mínimas del tendón de preesfuerzo.

En el gráfico carga-deflexión de la parte derecha de la Fig. 4.9, el punto A corresponde al estado posterior al tensado de la viga. En este estado la viga carga su propio peso. La deflexión en el punto A es de 1.18 mm con el signo negativo porque significa una contra flecha. Este valor es igual al calculado en la sección 4.1 cuando se determinó la contra flecha por acción del preesfuerzo como carga distribuida equivalente.



## CAPÍTULO 5: CONSTRUCCIÓN Y ENSAYOS

En este capítulo se describe el proceso constructivo, ensayos de materiales y ensayos para las cuatro vigas postensadas con el tendón adherido y no adherido.

### 5.1 Construcción de vigas postensadas

Se construyeron cuatro vigas con las siguientes características:

Dos especímenes iguales VA-1 y VA-2 que presentan como refuerzo postensado un tendón adherido de 12.7 mm (0.5") de diámetro. Se ha colocado refuerzo no preesforzado que consta de dos barras de 6 mm de diámetro en la parte superior y dos barras de 6 mm de diámetro en la parte inferior.

Dos especímenes iguales VNA-1 y VNA-2 que presentan como refuerzo postensado un tendón no adherido de 12.7 mm (0.5") de diámetro. Se ha colocado refuerzo no preesforzado que consta de dos barras de 6 mm de diámetro en la parte superior y cuatro barras de 6 mm de diámetro en la parte inferior.

Las cuatro vigas tienen seis estribos de 8 mm de diámetro espaciados 50 mm en cada extremo (zona de anclaje) y estribos de 6 mm de diámetro espaciados a 150 mm en toda la longitud de la viga. Todos los estribos son abiertos. La sección "T" de concreto es la misma para las cuatro vigas. La sección tiene un peralte de 300 mm, un espesor de ala de 50 mm, un ancho de ala de 650 mm y un ancho del alma de 150 mm. La luz de ensayo es de 4000 mm, sin embargo se ha construido la viga con una longitud de 4200 mm. Los planos de las vigas se encuentran en la parte de anexos.

El proceso de tensado se realizó por un extremo de las vigas, por lo tanto se tiene un anclaje móvil por donde se coloca el gato de preesfuerzo y un anclaje fijo. En el anclaje fijo el tendón ya viene anclado en el cuerpo del anclaje con sus cuñas desde la planta de la empresa encargada del postensado (ver Fig. 5.1 y 5.2).



Fig. 5.1 Armadura y anclaje fijo en extremo de viga con tendón adherido



Fig. 5.2 Armadura y anclaje fijo en extremo de viga con tendón no adherido

Para mantener la trayectoria parabólica se colocaron barras en forma de “U” que fueron amarradas a los estribos estableciendo la altura requerida (ver Fig. 5.3).



Fig. 5.3 Trayectoria parabólica del tendón en vigas con el tendón adherido

En el instante de la colocación del concreto se tenía una temperatura de 27°C y humedad relativa de 68 %. No se utilizó ningún tipo de aditivo en el concreto. Se elaboraron 12 probetas de concreto, las cuales provenían de diferentes tandas con las que se estaban llenando las vigas. Se realizó el curado vía húmeda con manta de yute durante siete días después del vaciado. Las probetas se colocaron en el mismo lugar de las vigas y recibieron la misma forma de curado. De esta manera se pretende que la resistencia del concreto obtenida de las probetas represente la resistencia de las vigas (ver Fig. 5.4).

El curado vía húmeda duro siete días y después se procedió al desencofrado, no se observó agrietamiento o algún tipo de problemas en las vigas. La resistencia a la compresión a los siete días fue de 31.5 MPa (321 kg/cm<sup>2</sup>).



Fig. 5.4 Curado húmedo de vigas y probetas con manta de yute

## 5.2 Proceso de tensado

El proceso de tensado se llevó a cabo a los 21 días, cuando la resistencia a la compresión fue de 32 MPa (326 kg/cm<sup>2</sup>). Se quitaron los formadores de plástico (pockets) que se colocaron antes del vaciado en el anclaje móvil y se colocaron las dos cuñas cónicas para después proceder al tensado (Fig. 5.5). Se realizaron marcas con pintura en el tendón antes del tensado para posteriormente medir el alargamiento final proporcionado por el postensado.



Fig. 5.5 Colocación de cuñas en vigas con el tendón adherido (izquierda) y no adherido (derecha) y pintado en el tendón para medir alargamiento final (parte inferior)

El tensado del cable se realizó con un gato hidráulico, mientras que para asegurar las cuñas después del tensado se utilizó un gato mecánico (ver Fig. 5.6). La presión medida por el manómetro del gato de preesfuerzo fue de 37.3 MPa (380 kg/cm<sup>2</sup>) y el área de contacto del gato hidráulico con el cable de preesfuerzo es de 4050 mm<sup>2</sup> (40.5 cm<sup>2</sup>), por lo que la fuerza de preesfuerzo aplicada fue de 150.9 kN (15.4 Tn). Sin embargo, hay que tener en cuenta que existe una pequeña pérdida por el rozamiento interno del gato de preesfuerzo de 2%. Lo que resulta en una fuerza de preesfuerzo de 147.9 kN (15.1 Tn) aplicada a las vigas. El alargamiento medido en la viga VA-1 fue de 21 mm, en la viga VA-2 fue de 21mm, en la viga VNA-1 fue de 20 mm y en la viga VNA-2 fue de 23 mm (ver Fig. 5.7).

Para terminar con el proceso se cortó el cable de preesfuerzo restante, se colocaron las tapas de protección contra la corrosión en las vigas con el tendón no adherido y se selló la abertura con material epóxico (ver Fig. 5.8).

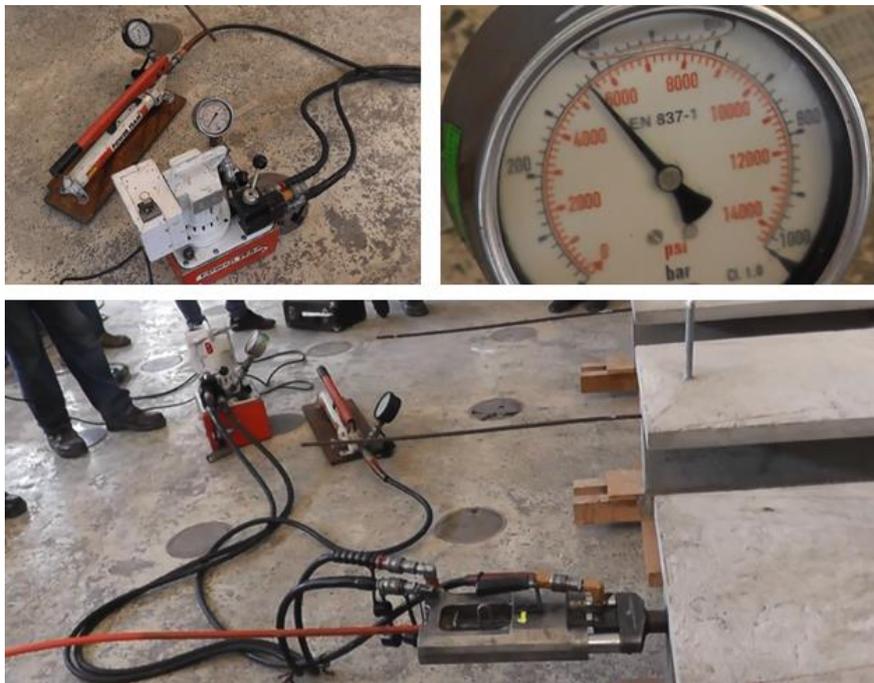


Fig. 5.6 Gato hidráulico y mecánico (superior izquierda), presión registrada por gato hidráulico en el tendado (superior derecha) y tensado de vigas (inferior)

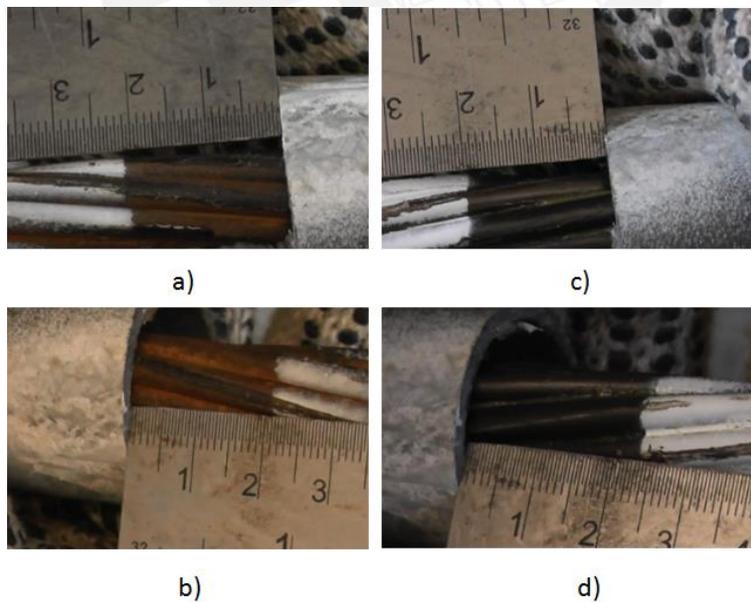


Fig. 5.7 Alargamiento final medido en viga VA-1 (a), VA-2 (b), VNA-1 (c) y VNA-2 (d)



Fig. 5.8 Proceso final de tensado de vigas: cortado de tendón excedente, colocación de tapa anticorrosiva y sellado con material epóxico

El proceso de inyección de mortero se realizó al día siguiente del tensado en las vigas con el tendón adherido. El mortero contenía un aditivo expansivo para asegurar la adherencia completa entre el acero de preesfuerzo y el mortero dentro del ducto.

### 5.3 Ensayos de materiales

Se realizaron ensayos en los materiales utilizados en las vigas para determinar las propiedades mecánicas que fueron utilizadas para calcular la respuesta de las vigas en flexión.

#### 5.3.1 Probetas de concreto

Se produjeron doce probetas de concreto las cuales fueron ensayadas en compresión simple a los 7, 14, 21 y 38 días. Los valores de resistencias están resumidos en la Tabla 5.1 y graficados en la Fig. 5.9.

	7 días	14 días	21 días	38 días
Resistencia a la compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	321	326	330	345
Resistencia a la compresión (MPa)	31.5	32.0	32.4	33.8

Tabla 5.1 Resistencia a la compresión de probetas

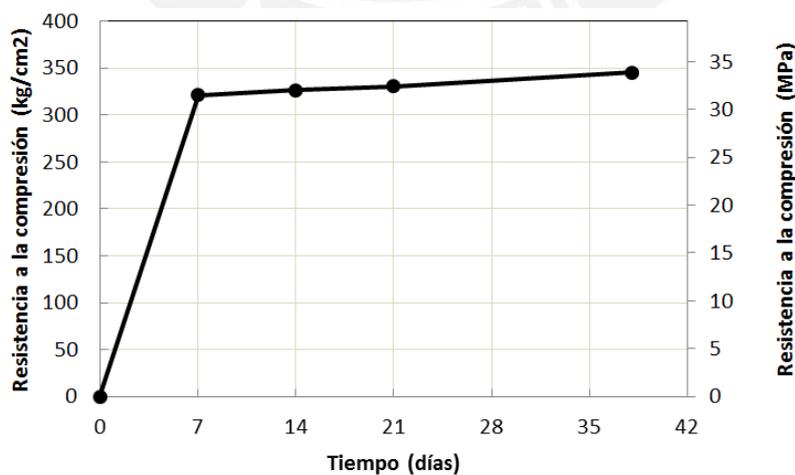


Fig. 5.9 Incremento de la resistencia a la compresión de probetas en el tiempo

### 5.3.2 Acero convencional

Se ensayaron a tracción dos barras de acero convencional de 6 mm de diámetro del mismo lote utilizado en el armado de las vigas postensadas. Se registraron las deformaciones globales en una longitud calibrada de 224 mm por parte de la misma máquina de ensayo y deformaciones locales en una longitud calibrada de 50 mm por medio de un extensómetro. El esfuerzo de fluencia fue de 472 MPa (4810 kg/cm<sup>2</sup>) y el esfuerzo último fue de 665 MPa (6780 kg/cm<sup>2</sup>). La deformación unitaria de fluencia fue de 0.0028 (0.28%).

En la Fig. 5.10 se muestra la relación esfuerzo-deformación correspondiente a los ensayos realizados en esta tesis (2016) y adicionalmente se ha colocado el resultado de ensayo de una barra de 6 mm de diámetro ensayada anteriormente (2014) en el mismo laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

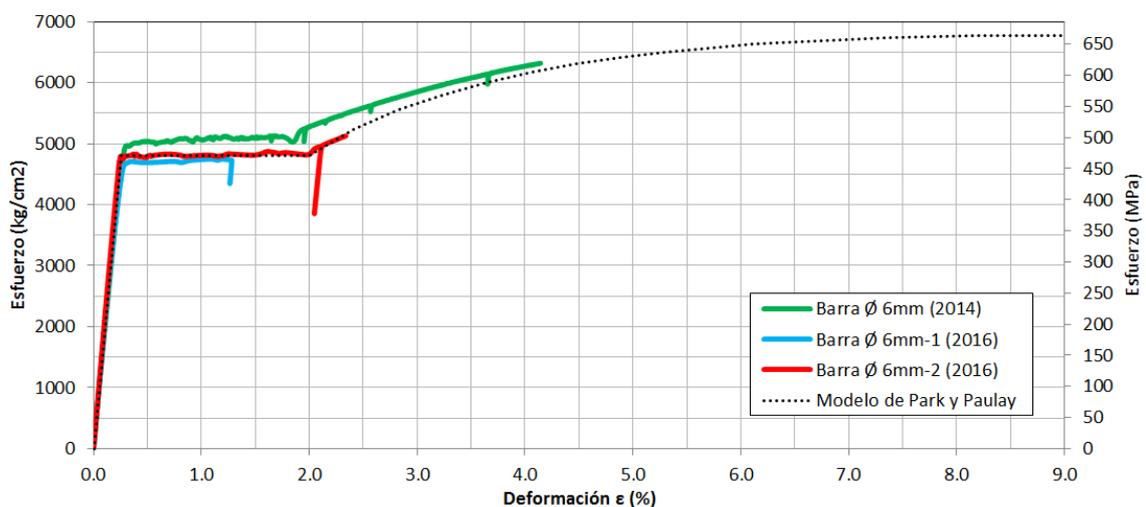


Fig. 5.10 Relación esfuerzo-deformación local barra de acero de 6mm de diámetro

### 5.3.3 Acero de preesfuerzo

Los ensayos tracción se realizaron en el dispositivo mostrado en la Fig. 5.11. Se ensayaron tres tendones de baja relajación de 12.7 mm (0.5") de diámetro. Uno de ellos corresponde al tendón extraído de la viga no adherida VNA-2 (después de ensayar dicha viga en flexión se liberaron los anclajes de los extremos y se extrajo el tendón no adherido del interior de la viga). Los dos tendones restantes fueron solicitados a la empresa del postensado que corresponden al sistema adherido y no adherido.

En tendón extraído de la viga VNA-2 tuvo una falla prematura. El esfuerzo de falla alcanzado fue de 1670 MPa (17030 kg/cm<sup>2</sup>) que corresponde al 90 % del esfuerzo de rotura mínimo. En la Fig. 5.12 se muestra las relaciones esfuerzo-deformación obtenidas para los tres tendones de preesfuerzo. Dichas deformaciones corresponden a las deformaciones locales medidas en una longitud calibrada de 50 mm por medio de un extensómetro

En los ensayos se observó que antes de llegar a la rotura del tendón, la deformación tiende a concentrarse cerca de los extremos, donde se encuentran los anclajes. Conforme incrementa la carga, las cuñas cónicas tienden a penetrarse dentro del cuerpo del anclaje llegando a fracturarse (ver Fig. 5.13). La penetración produce la estricción del tendón reduciendo su área,

las cuñas presionan a los seis alambres exteriores helicoidales más no al alambre central produciéndose la rotura generalmente en los alambres exteriores (ver Fig. 5.14).

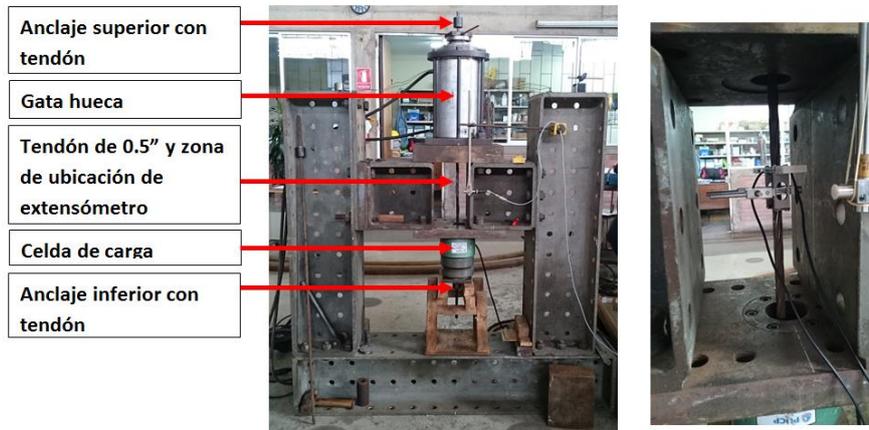


Fig. 5.11 Dispositivo de ensayo para tendones en tracción (izquierda) y ubicación de extensómetro para medir la deformación local (derecha)

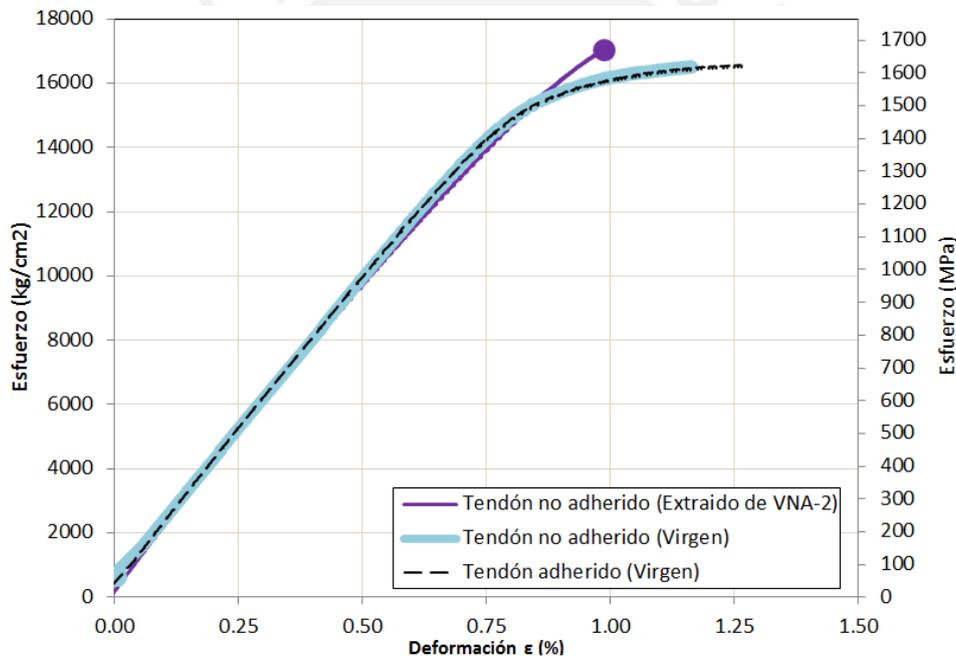


Fig. 5.12 Relación esfuerzo-deformación local de tendones de preesfuerzo



Fig. 5.13 Posición inicial de las cuñas antes del ensayo (izquierda), penetración y fractura de las cuñas después de la rotura del tendón (derecha)



Fig. 5.14 Tendón adherido y no adherido con anclajes para ensayo (izquierda), destrenzado de tendón después de rotura (centro) y rotura de tres de alambres en el anclaje (derecha)

En la Fig. 5.15 se muestra la comparación del acero preesforzado con el acero convencional. El acero de preesfuerzo presenta un esfuerzo de fluencia casi cuatro veces mayor que el acero convencional con un amplio rango elástico. Dicha característica es esencial para proporcionar propiedades de recuperación de deflexión en las vigas como se verá en la sección 6.5.

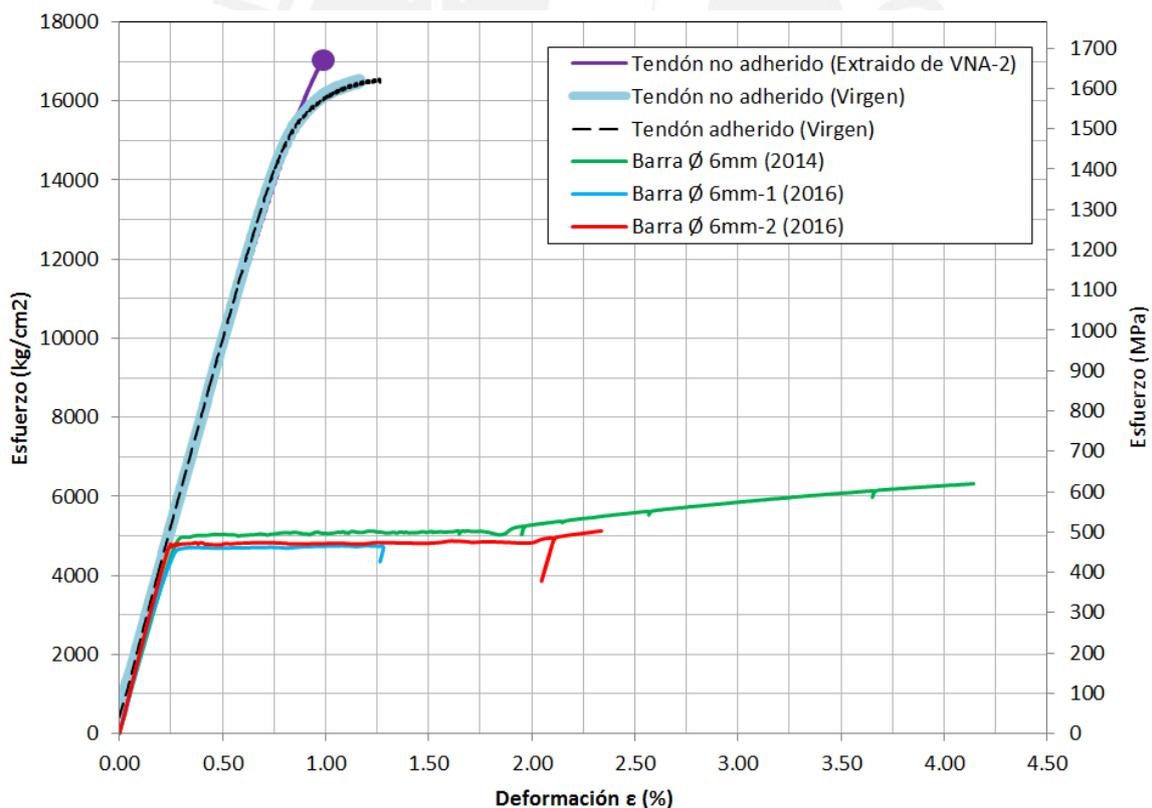


Fig. 5.15 Comparación relación esfuerzo-deformación local del acero de preesfuerzo y el acero convencional

## 5.4 Instrumentación y ensayos de vigas

La longitud de las vigas fue de 4200 mm y la luz libre de ensayo entre apoyos fue de 4000 mm. Las cargas se aplicaron en dos puntos a una distancia de 1500 mm de los apoyos, con una longitud en flexión pura de 1000 mm.

En la Fig. 5.16 se muestra la disposición de los instrumentos, se colocaron 9 LVDTs (linear variable differential transducers). Los LVDTs 1, 2, 3 se dispusieron para registrar la deformación en compresión en la sección al centro de luz y su variación de deformación a lo largo del ala de la viga. Los LVDTs 4, 5 registraron la deformación en tracción y se colocaron a la altura del tendón de preesfuerzo. Los LVDTs 6, 7, 8, 9 se utilizaron para medir las deflexiones verticales de la viga. Así mismo, se tiene una celda de carga que registra la carga  $P$  aplicada por el actuador.

Los ensayos de las vigas se realizaron a los 38 días de haber vaciado el concreto y a los 17 días de haber tensado las vigas. Las vigas fueron cargadas hasta un valor de 90 % de la resistencia última y después se descargaron para observar propiedades de recuperación de la deflexión y agrietamiento, posteriormente se volvieron a recargar.

Para montaje en el dispositivo de ensayo las vigas fueron izadas de dos puntos espaciadas aproximadamente 4000 mm, distancia igual a la luz de ensayo. En este caso la viga carga su propio peso, sin embargo la carga equivalente producida por la fuerza de preesfuerzo es mucho mayor (ver Fig. 5.17 y 5.18).

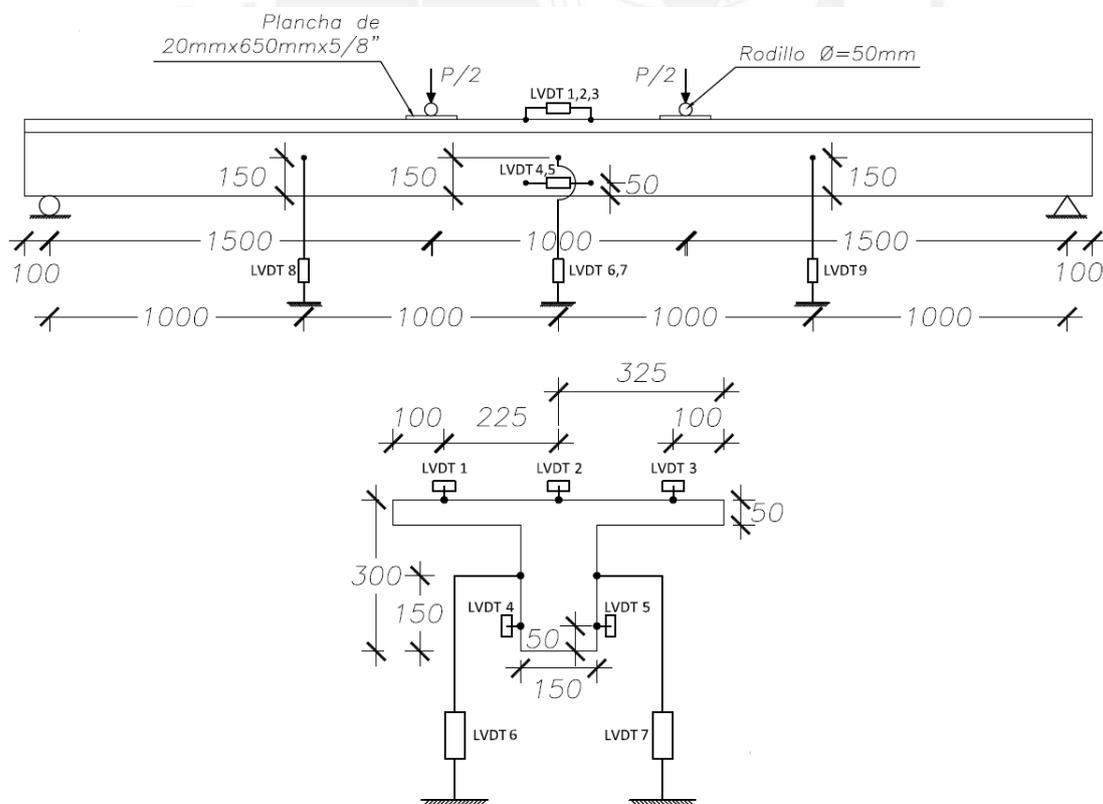


Fig. 5.16 Instrumentación: Elevación de la viga (arriba) y corte al centro de luz (abajo), distancias en milímetros



Fig. 5.17 Izado de viga con el tendón no adherido mediante dos puntos



Fig. 5.18 Dispositivo de ensayo para las vigas

## CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

### 6.1 Diagrama momento-curvatura

#### 6.1.1 Comparación de cálculo teórico con respuesta experimental en vigas con el tendón adherido

El cálculo del diagrama momento curvatura realizado en la sección 4.3 ha permitido una predicción teórica precisa para las vigas con el tendón adherido (ver Fig. 6.1). El diagrama calculado se ajusta perfectamente hasta un momento de 29.4 KN.m (3 Tn.m). Sin embargo, posterior a este valor de momento se produce una pequeña diferencia entre el diagrama calculado y los valores experimentales. Es probable que esta diferencia se deba a las características del tendón de preesfuerzo, ya que la respuesta esta notablemente influenciada por los valores reales de esfuerzo de fluencia y rotura del tendón, como se observó en la sección 4.3.

La viga VA-2 presenta una pendiente pos agrietamiento mayor a la viga VA-1. En dicha zona la respuesta está generalmente influenciada por el módulo de elasticidad del tendón de preesfuerzo, entonces es probable que el tendón de la viga VA-2 tenga un módulo de elasticidad ligeramente mayor al que presenta el tendón de la viga VA-1. Sin embargo, es importante mencionar que a pesar de esta diferencia en la respuesta del diagrama momento-curvatura, la respuestas globales de las vigas VA-1 y VA-2 representadas en la relación carga-deflexión fue similar (sección 6.2.1).

Adicionalmente es posible que ciertas variaciones en el proceso constructivo en comparación con los valores teóricos de cálculo (como puede ser la excentricidad real del tendón dentro del ducto, resistencia del concreto, entre otras) puedan originar ligeras diferencias en la respuesta calculada y experimental.

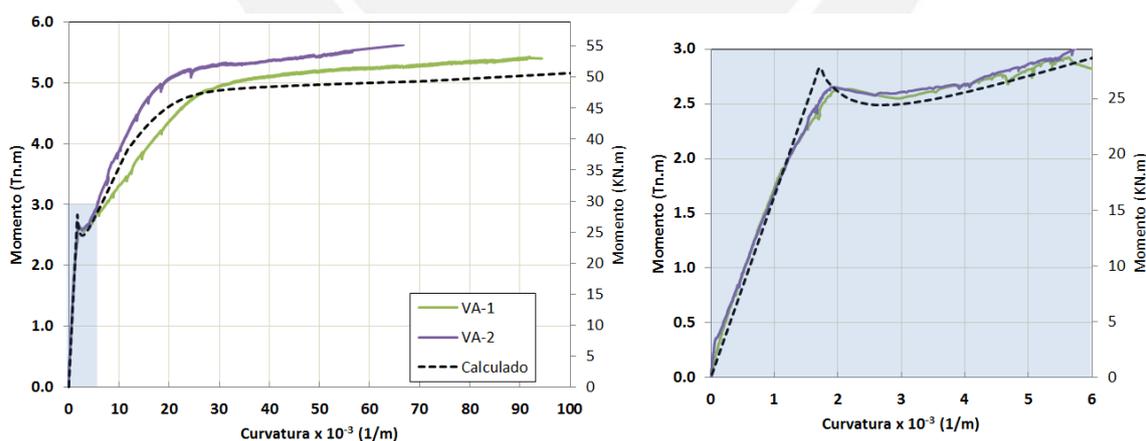


Fig. 6.1 Comparación de diagramas momento-curvatura experimental y calculado en vigas con el tendón adherido

#### 6.1.2 Comparación de vigas con el tendón adherido y no adherido

En las vigas con el tendón adherido (VA-1 y VA-2) la diferencia en el momento máximo es de 3.6 % y en las vigas con el tendón no adherido (VNA-1 y VNA-2) la diferencia es de 1 % (ver Tabla 6.1).

El momento máximo de las vigas con el tendón no adherido tuvo un incremento de 18 % en comparación con las vigas con el tendón adherido. Es probable que dicho incremento se deba a las dos barras de 6 mm de diámetro adicionales en las vigas con el tendón no adherido. Las dos barras tienen un área de refuerzo pequeña, sin embargo debido a las grandes deformaciones experimentadas las barras pudieron alcanzar el endurecimiento por deformación. A este nivel de deformación el esfuerzo fue de 665 MPa (6780 kg/cm<sup>2</sup>) como muestran los resultados de los ensayos, en consecuencia generan un momento resistente adicional considerable (ver Fig. 6.2).

Viga	Momento máximo
VA-1	53.2 KN.m (5.4 Tn.m)
VA-2	55.1 KN.m (5.6 Tn.m)
VNA-1	63.5 KN.m (6.5 Tn.m)
VNA-2	64.1 KN.m (6.5 Tn.m)

Tabla 6.1 Momentos resistentes máximos de vigas con el tendón adherido y no adherido

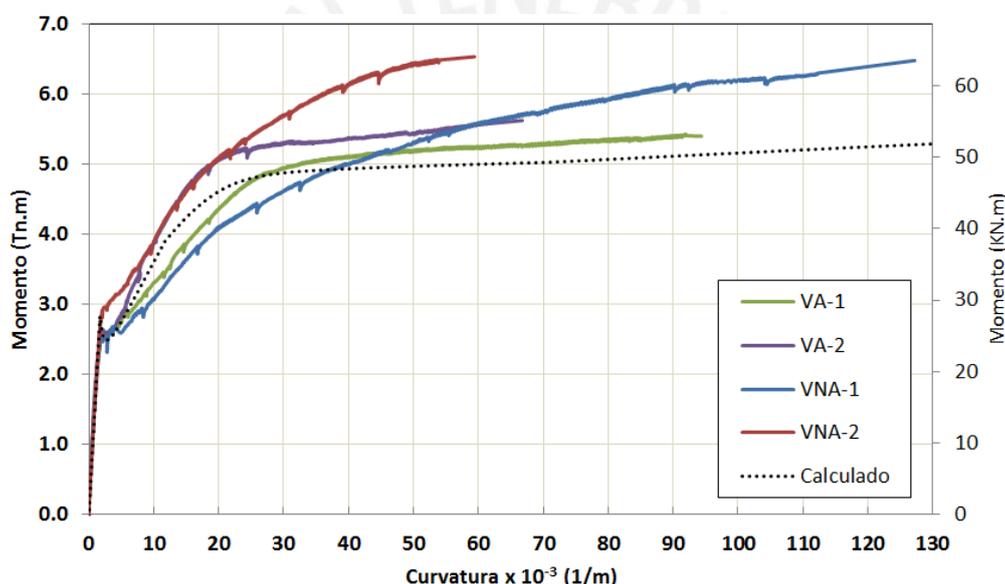


Fig. 6.2 Diagrama momento curvatura de vigas con el tendón adherido y no adherido

Se ha calculado teóricamente el alargamiento inicial (sección 4.2), pero no ha sido medido en el instante del tensado. El alargamiento final sí fue medido y en base a esta diferencia entre alargamiento inicial y final se ha estimado el valor de asentamiento para cada viga (ver Tabla 6.2).

Viga	Alargamiento calculado	Alargamiento final medido en el tendón	Asentamiento estimado	Momento de agrietamiento
VA-1	29.9 mm	21 mm	9 mm	25.8 KN.m (2.6 Tn.m)
VA-2	29.9 mm	21 mm	9 mm	25.9 KN.m (2.6 Tn.m)
VNA-1	30.3 mm	19.5 mm	11 mm	24.4 KN.m (2.5 Tn.m)
VNA-2	30.3 mm	23 mm	7 mm	28.2 KN.m (2.9 Tn.m)

Tabla 6.2 Alargamiento de los tendones y momentos de agrietamiento de las vigas

Si bien todas las vigas fueron tensadas con el mismo preesfuerzo inicial aplicado por el gato, el asentamiento en el anclaje ha modificado la fuerza de preesfuerzo presente en las vigas. Esto

se demuestra en los resultados experimentales (ver Tabla 6.2 y Fig. 6.3), donde la viga VNA-2 que tuvo el mayor alargamiento es la que presentó el mayor valor de momento de agrietamiento y la viga VNA-1 que tuvo el menor alargamiento es la que presentó el menor valor de momento de agrietamiento. Así mismo, las vigas VA-1 y VA-2 que tuvieron el mismo valor de alargamiento del tendón presentaron igual valor de momento de agrietamiento.

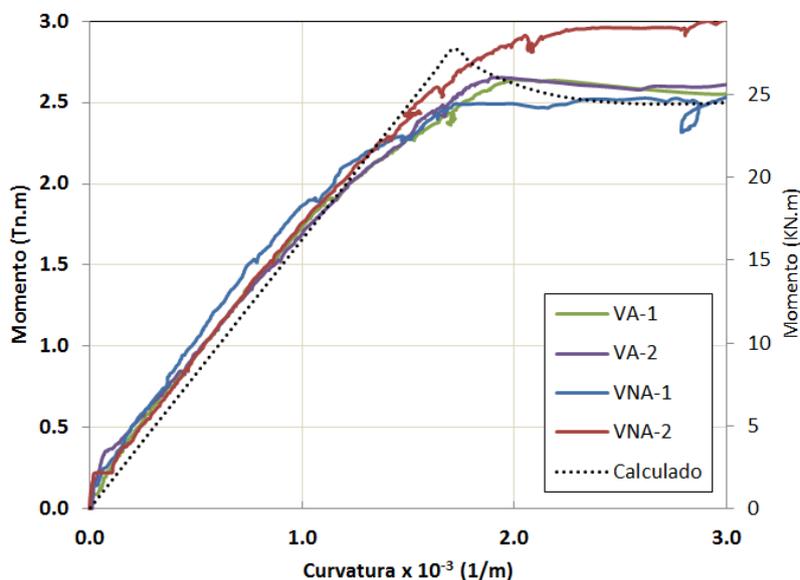


Fig. 6.3 Diagrama momento curvatura de vigas: zona de agrietamiento

## 6.2 Respuesta carga-deflexión al centro de luz

### 6.2.1 Comparación de cálculo teórico con respuesta experimental en vigas con el tendón adherido

La respuesta carga-deflexión de la viga con el tendón adherido calculada por medio de las curvaturas presenta un buen ajuste con los resultados experimentales (ver Fig. 6.4). La respuesta fue obtenida en base a diagramas momento-curvatura de secciones calculados en toda la longitud de la viga cada 0.1 m. La respuesta carga-deflexión es la obtenida con las características del tendón de preesfuerzo del fabricante Tianjin Chunpeng Prestressed Concrete Strand Co (Anexo).

La carga máxima experimental es mayor en 8 % que la carga máxima calculada, la justificación para este incremento se debe principalmente a las características del tendón de preesfuerzo como se comentó en la sección 6.1.1.

En la Fig. 6.4 se observa que la respuesta calculada muestra una carga de agrietamiento ligeramente mayor al valor experimental, esto era evidente puesto que en el diagrama momento-curvatura teórico el momento de agrietamiento también fue ligeramente mayor que el valor experimental (Fig. 6.3).

Ya que la carga de agrietamiento depende esencialmente de la fuerza de preesfuerzo presente en el elemento y la resistencia en tracción del concreto, es probable que los valores asumidos para el cálculo sean ligeramente mayores a los que se presentaron en las vigas.

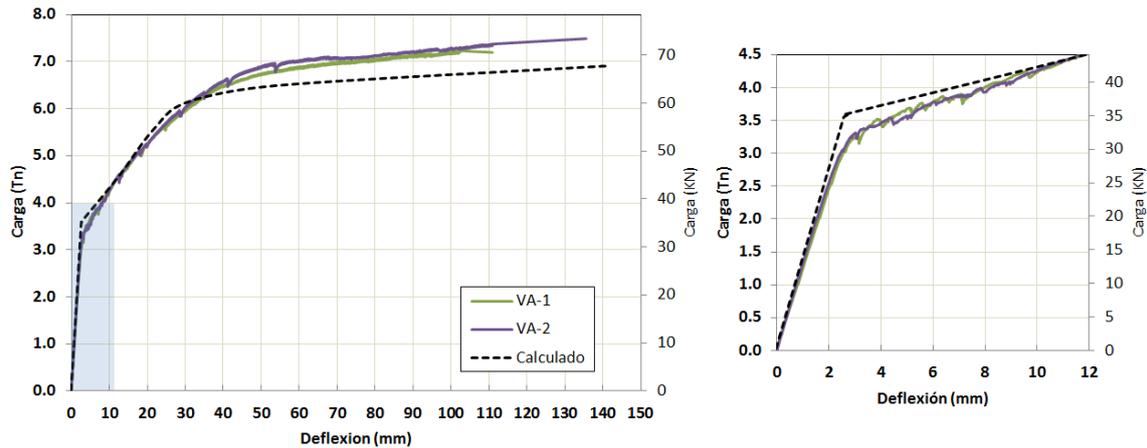


Fig. 6.4 Comparación de respuesta carga-deflexión experimental y calculada en vigas con el tendón adherido

### 6.2.2 Comparación de vigas con el tendón adherido y no adherido

La relación carga-deflexión de las vigas con el tendón adherido y no adherido presenta un comportamiento similar hasta una carga de 69 kN (7 Tn), seguidamente se produce un incremento en la resistencia en las vigas con el tendón no adherido (ver Fig. 6.5).

Las vigas con el tendón no adherido presentan una resistencia máxima mayor en 18 % que las vigas con el tendón adherido (ver Tabla 6.3). Este porcentaje de incremento es el mismo que se presenta en el caso de los momentos máximos, así mismo las causas del incremento de resistencia fueron discutidas en la sección 6.1.2.

Viga	Carga máxima
VA-1	70.6 kN (7.2 Tn)
VA-2	73.5 kN (7.5 Tn)
VNA-1	84.7 kN (8.6 Tn)
VNA-2	85.4 kN (8.7 Tn)

Tabla 6.3 Cargas máximas de las vigas con el tendón adherido y no adherido

La viga con el tendón adherido VA-1 fue cargada hasta alcanzar una deflexión de 110 mm (L/36) y la viga VA-2 fue cargada hasta alcanzar una deflexión de 137 mm (L/29). Ambas vigas con el tendón adherido fueron descargadas antes de llegar a la falla.

Las vigas con el tendón no adherido si alcanzaron la falla. La deflexión de falla para la viga con el tendón no adherido VNA-1 fue de 136 mm (L/29) y para la viga VNA-2 fue de 122 mm (L/33). En las vigas con el tendón no adherido la falla se presentó por la rotura del tendón de preesfuerzo. En el caso de la viga VNA-2 se produjo la rotura de seis alambres del tendón. Esto pudo ser observado mediante la extracción del tendón del interior de la viga después del ensayo.

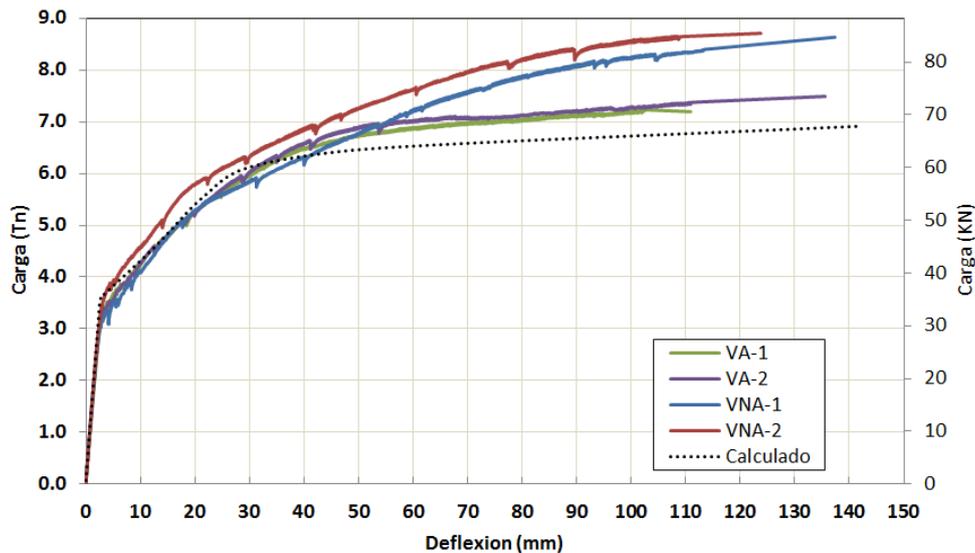


Fig. 6.5 Respuesta carga-deflexión de vigas con el tendón adherido y no adherido

En la Fig. 6.6 se muestra las cargas de servicio estimadas estableciendo un comportamiento de las vigas de Clase U o Clase T (sección 3.3.3). La viga no adherida VNA-2 es la que presenta menor deflexión para ambos niveles de carga. Por lo tanto, es la que presentaría mejor desempeño bajo cargas de servicio.

Sin embargo, como se ha demostrado en la sección 6.1.2 la respuesta en servicio depende fundamentalmente de la fuerza de preesfuerzo presente en el elemento. La viga no adherida VNA-2 muestra mejor comportamiento porque es la que mayor alargamiento del tendón tuvo, por consiguiente mayor fuerza de preesfuerzo y mayor carga de agrietamiento.

Si la pérdida por asentamiento en el anclaje hubiera sido la misma para todas las vigas, la respuesta en servicio también sería la misma. En conclusión, en la respuesta para cargas de servicio no hay diferencia entre las vigas con tendones adheridos y no adheridos, el factor determinante es la fuerza de preesfuerzo.

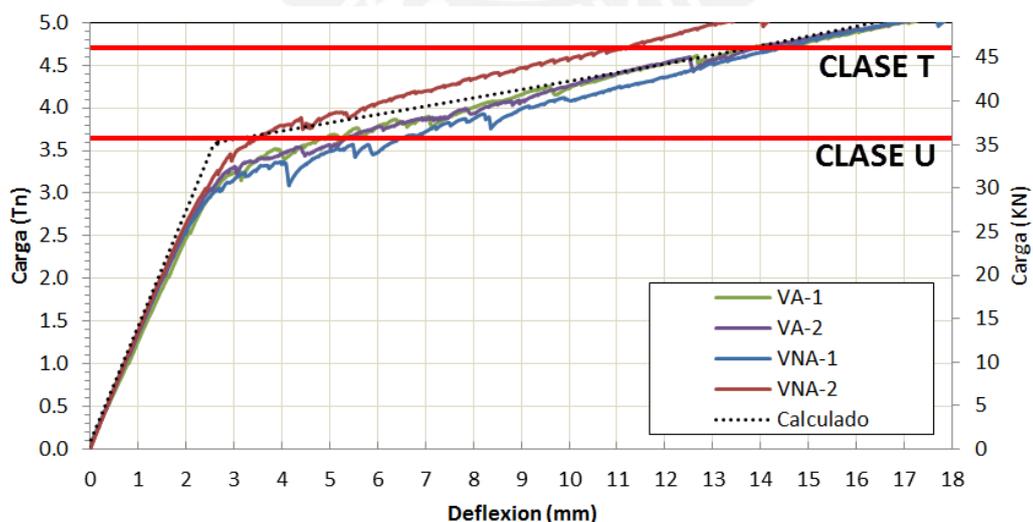


Fig. 6.6 Respuesta carga-deflexión de vigas y niveles de carga de acuerdo a la Clase

### 6.3 Patrón de agrietamiento

El agrietamiento desarrollado fue esencialmente por flexión, las vigas con el tendón adherido y no adherido tuvieron agrietamiento muy parecido (ver Fig. 6.7, 6.8, 6.9). El acero convencional colocado en las vigas con el tendón no adherido permitió desarrollar la misma cantidad de grietas que las vigas con el tendón adherido (14 grietas). Se produjo una mayor ramificación de las grietas principales en las vigas con el tendón no adherido que en las vigas con el tendón adherido. Se tuvo un espaciamiento promedio de 150 mm entre las grietas, similar al ancho del alma de la viga.

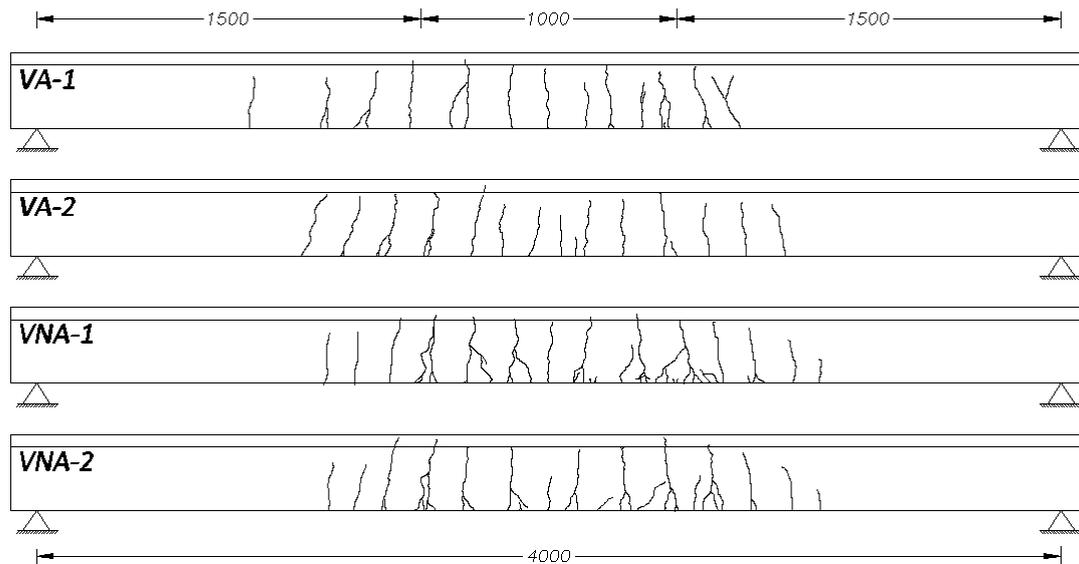


Fig. 6.7 Patrón de agrietamiento en vigas con el tendón adherido y no adherido

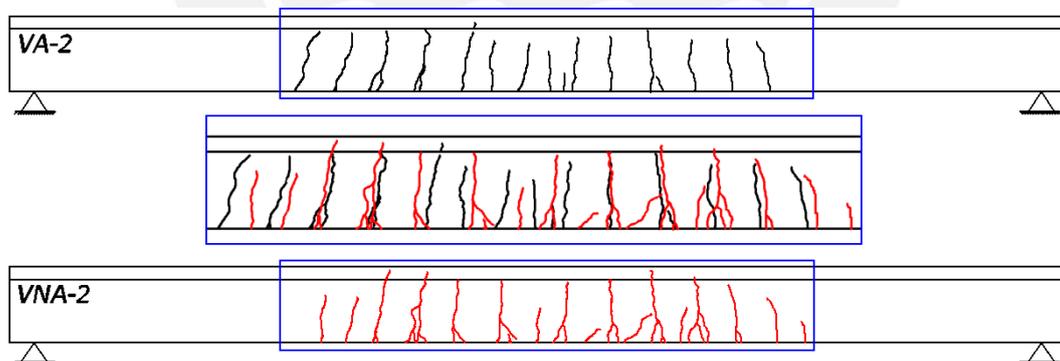


Fig. 6.8 Comparación agrietamiento VA-2 y VNA-2

En la Fig. 6.8 se puede observar que gran cantidad de las grietas en las vigas con el tendón adherido y no adherido se presentaron en el mismo lugar y con la misma longitud. Este agrietamiento desarrollado y bien distribuido en las vigas con el tendón no adherido se ha logrado mediante la colocación del acero mínimo especificado por la norma de concreto E.060.

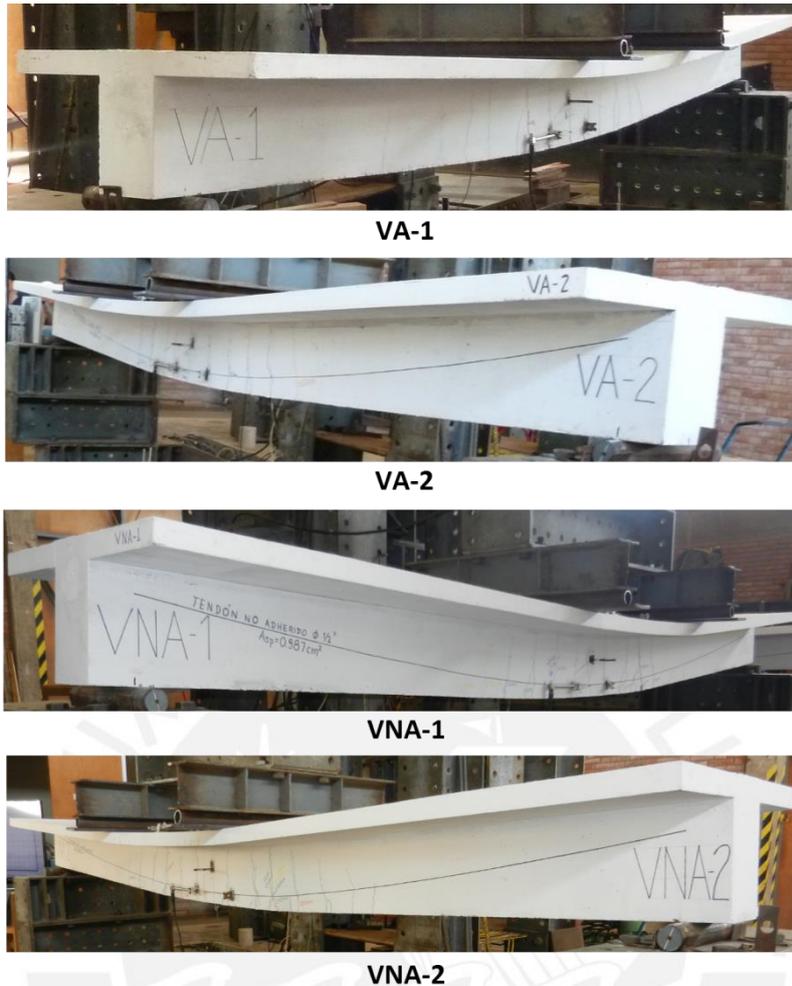


Fig. 6.9 Agrietamiento y deformación de vigas con el tendón adherido y no adherido

#### 6.4 Variación de la deformación en compresión en el ala de la viga

La deformación en compresión del concreto en el ala superior muestra que conforme nos alejamos del eje la deformación va disminuyendo (ver Fig. 6.10). El decremento de la deformación es de 8 % a una distancia de 0.225 m del eje cuando la viga se encuentra en la resistencia máxima. En consecuencia, probablemente el volumen de compresiones en el ala de la viga sea ligeramente menor en comparación con una distribución lineal de la deformación.

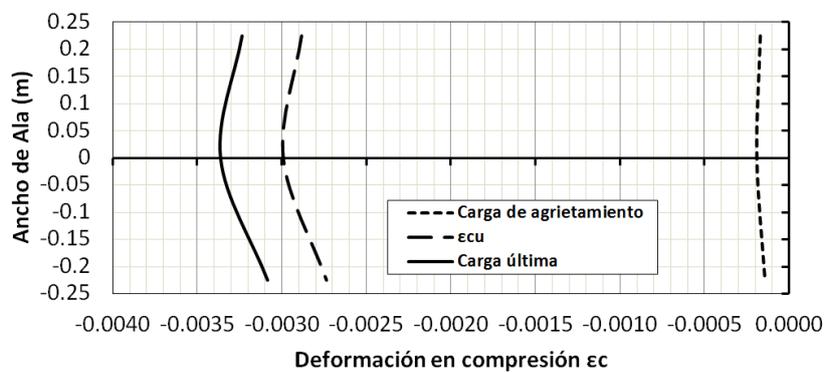


Fig. 6.10 Variación de deformación en compresión en el ala de la viga

## 6.5 Recuperación de la deflexión

Se han descargado las vigas VA-2 y VNA-2 cuando llegaron a un deflexión de 80 % de la deflexión máxima para evaluar la capacidad de recuperación de la deflexión. Ambas vigas VA-2 y VNA-2 se descargaron cuando llegaron a una deflexión promedio de 110 mm (L/36). La viga VA-2 tuvo una recuperación de 62 mm (56%) y la viga VNA-1 tuvo una recuperación de 76 mm (69%). En consecuencia, la recuperación de la viga con el tendón no adherido fue 13 % mayor que la viga con el tendón adherido (ver Fig. 6.11).

El tendón de preesfuerzo es el que proporciona la capacidad de recuperación. La deformación del tendón en vigas con el tendón adherido se concentra en las zonas de altos momentos mientras que en otras zonas el tendón no está siendo esforzado [1]. Su comportamiento está dominado por cierto número de secciones (zonas donde se producen las grietas).

Las vigas con el tendón no adherido presentan un comportamiento global, la deformación del tendón es distribuida a lo largo de su longitud y no es localizada. Además se sabe que el esfuerzo en el tendón no adherido muchas veces permanece elástico y la deformación estable no incrementa en gran cantidad [11]. Por dicho motivo las expresiones para determinar el esfuerzo del tendón en la resistencia última están basadas en que el tendón no supera la fluencia [11]. Por lo tanto, un tendón que permanece en su rango elástico que es el caso de la viga con el tendón no adherido tiene mayor recuperación de deformación.

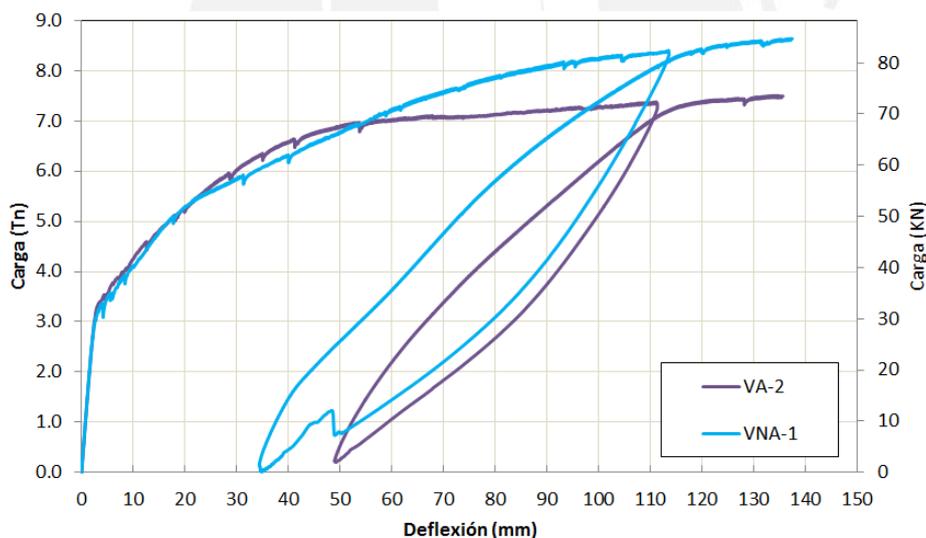


Fig. 6.11 Recuperación de deflexión de vigas VA-2 y VNA-1

## **CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN**

### **7.1 Conclusiones**

1. Todas las vigas tuvieron una respuesta dúctil, alcanzando grandes deflexiones sin pérdida de la resistencia. Las vigas VA-2 y VNA-1 llegaron a una deflexión de 137 mm ( $L/29$ ) en la resistencia máxima, mostrando la misma capacidad de deformación en vigas con el tendón adherido y no adherido.
2. Las vigas con el tendón no adherido tuvieron una resistencia 19 % mayor que las vigas con el tendón adherido. Sin embargo, este incremento se debe al acero no preesforzado adicional colocado en las vigas con el tendón no adherido.
3. La colocación del acero convencional mínimo exigido por la norma de concreto E.060 permitió que las vigas con el tendón no adherido desarrollen un agrietamiento distribuido similar a las vigas con el tendón adherido. De esta manera se eliminó las deficiencias por la falta de adherencia del tendón de preesfuerzo.
4. La deflexión para cargas de servicio no depende si el tendón de preesfuerzo es adherido o no adherido sino esencialmente de la fuerza de preesfuerzo presente en la viga.
5. Las vigas con el tendón no adherido presentaron una mejor recuperación de la deflexión ya que la deformación del tendón se distribuye en toda la longitud de la viga y no se concentra en las zonas de altos momentos como sucede en las vigas con el tendón adherido.
6. Las vigas con el tendón adherido y no adherido presentan un comportamiento similar siempre y cuando se coloque el acero convencional exigido por la norma de concreto armado E.060 (concreto preesforzado) para las vigas con el tendón no adherido.

### **7.2 Líneas futuras de investigación**

Se recomienda el estudio y experimentación de los siguientes aspectos:

1. Obtener coeficientes de fricción experimentales para determinar la pérdida de la fuerza de preesfuerzo por fricción, ya que se han tomado valores teóricos para su cálculo.
2. Investigar y aplicar formas de medición de la deformación del tendón de preesfuerzo durante los ensayos en flexión de las vigas con el tendón no adherido.
3. Aplicar metodologías para determinar el diagrama momento-curvatura para las vigas con el tendón no adherido y comparar con los resultados obtenidos experimentalmente.
4. Obtener relaciones esfuerzo-deformación experimentales del concreto en compresión para tener una base de datos en nuestro país.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] Collins, M. P., Mitchell, D. (1997). Prestressed concrete structures. Toronto: Response Publications.
- [2] Lin, T. Y., Burns, N. H. (1981). Design of prestressed concrete structures. New York: John Wiley & Sons.
- [3] Marshall, V., Robberts, J. M. (2000). Prestressed concrete design and practice. Midrand: Concrete Society of Southern Africa
- [4] Janney, J. R., Hognestad E., McHenry, D. (1956). Ultimate flexural strength of prestressed and conventionally reinforced concrete beams. American Concrete Institute, 27(6): 601–620.
- [5] Mattock, A. H., Yamazaki, J., Kattula, B. T. (1971). Comparative study of prestressed concrete beams, with and without bond. Journal Proceedings, 68(2): 116-125.
- [6] Hussien, O. F., Elafandy, T. H. K., Abdelrahman, A. A., Baky, S. A., Nasr, E. A. (2012). Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams. HBRC Journal, 8(3), 239-251.
- [7] Nilson, A. (1990). Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. México DF: Limusa
- [8] Nawy, E. G. (1996). Prestressed concrete: A fundamental approach. New York: Prentice Hall.
- [9] Harmsen, T. E. (2005). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- [10] Raju, N. K. (2006). Prestressed concrete. New Delhi: Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited.
- [11] Naaman, A. E. (1982). Prestressed concrete analysis and design: fundamentals. New York: McGraw-Hill.
- [12] Mattock, A. H. (1979). Flexural strength of prestressed concrete sections by programmable calculator. PCI journal, 24(1): 32-54.
- [13] Devalapura, R. K., Tadros, M. K. (1992). Stress-strain modeling of 270 ksi low-relaxation prestressing strands. PCI Journal, 37(2): 100-105.
- [14] Naaman, A. E., Burns, N., French, C., Gamble, W. L., Mattock, A. H. (2002). Stresses in unbonded prestressing tendons at ultimate: Recommendation. Structural Journal, 99(4): 518-529.
- [15] MacGregor, J. G., Sozen, M. A., Sless, C. P. (1965). Strength of prestressed concrete beams with web reinforcement. Journal Proceedings, 62(12): 1503-1520.
- [16] Gergely, P. y Sozen, M. A., (1967). Design of anchorage zone reinforcement in prestressed concrete beams. PCI Journal, 12(2): 63-75.
- [17] Vallecilla, C. R., Puentes en concreto postensado teoría y práctica. (2009). Bogotá D. C. : Editorial Bauen
- [18] Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L. and Workman, E. B. (1979). Estimating prestress losses. Journal of the Prestressed Concrete Institute, 20(4): 32-28.
- [19] Park, R., Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons.
- [20] Bentz, E. C., Collins, M. P. Reinforced concrete sectional analysis using the modified compressional theory. Response Software: <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>
- [21] Gerwick Jr, B. C. (1997). Construction of prestressed concrete structures. John Wiley & Sons.
- [22] Mehta, P. K., Gerwick, B. C. (1982). Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to marine environment. Concrete International: Design & Construction, 4(10): 45-51.

## ANEXOS

- Certificado de fabricante de los tendones: Tianjin Chunpeng Prestressed Concrete Strand Co
- Planos de viga con tendón adherido VA-1 y VA-2
- Planos de viga con tendón no adherido VNA-1 y VNA-2
- Especificaciones
- Plano de instrumentación

