

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ENGENHARIA CIVIL

GEORGE DA MOTA PASSOS NETO

**PROJETO E EXECUÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS COM
MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS EM EDIFICAÇÕES**

RECIFE

2015

GEORGE DA MOTA PASSOS NETO

**PROJETO E EXECUÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS COM
MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS EM EDIFICAÇÕES**

Trabalho de conclusão de curso apresentado a Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, para conclusão da graduação do curso de Engenharia Civil.

Área de concentração:

Engenharia Estrutural e Construção Civil

Orientação: Prof. Bernardo Horowitz.

RECIFE

2015

Catálogo na fonte

Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

P289p

Passos Neto, George da Mota.

Projeto e execução de vigas protendidas com monocordalhas engraxadas em edificações / George da Mota Passos Neto. - Recife: O Autor, 2016.

77 folhas, il.

Orientador: Prof. Bernardo Horowitz.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil, 2016.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Protensão. 3. Concreto protendido. 4. Cordoalha engraxada I. Horowitz, Bernardo (Orientador). II. Título.

624 CDD (22. ed.)

UFPE/BCTG/2016-49



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATO(S) : 1 - GEORGE DA MOTA PASSOS NETO

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: PROFESSOR BERNARDO HOROWITZ

Examinador 1: PROFESSOR TIBÉRIO WANDERLEY CORREIA DE OLIVEIRA ANDRADE

Examinador 2: TIAGO ANCELMO DE CARVALHO PIRES

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: PROJETO E EXECUÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS COM MONOCORDALHAS ENGRAXADAS EM EDIFICAÇÕES

LOCAL: SALA 109 - CTG - UFPE

DATA: 12 / 02 / 2016 HORÁRIO DE INÍCIO: 14 HORAS.

Em sessão pública, após exposição de cerca de.....minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) argüido(s) oralmente pelos membros da banca, sendo considerado(s):

1) (..) aprovado(s), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito

() Sem revisões.

() Com revisões, a serem feitas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias.(o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

2) (..) reprovado(s).

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife,.....de.....de 20....

Orientador:.....

Examinador 1.....

Examinador 2.....

Candidato 1.....

Candidato 2

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, minha avó Helena, minha irmã e Beta.

AGRADECIMENTOS

À minha família, a quem dedico este trabalho, por todo apoio e compreensão, não apenas durante os anos da graduação, mas em toda a minha vida.

Aos meus amigos de infância, colégio, faculdade, intercâmbio, estágio e trabalho por fazerem dessa caminhada um período mais leve e divertido.

E a toda equipe de docentes do departamento de Engenharia Civil, pela dedicação, conhecimento e discernimento transferidos para nós, alunos, nesses 5 anos de graduação, em especial ao professor Bernardo Horowitz, pela orientação deste trabalho e todas conversas a fim de aprimorar minha formação profissional.

EPÍGRAFE

Se não sabemos onde termina, talvez estejamos apenas no começo.

RESUMO

O crescente uso de protensão não-aderente com monocordoalhas engraxadas aliado a um certo desconhecimento da tecnologia, pelo fato de ser tratada como especialização ou disciplina eletiva na maior parte das instituições de ensino do país, dificulta bastante a sua execução justamente pelo fato de haver poucas pessoas que compreendam seu funcionamento nas obras, impossibilitando um bom acompanhamento e a devida verificação. Com a intenção de tornar o tema menos distante, este trabalho visa desde a exploração de fundamentos teóricos até a promoção de práticas para a boa execução de vigas protendidas, transitando pelos materiais utilizados e suas características, principais vantagens proporcionadas, peculiaridades da elaboração de um projeto de protensão e fatores cuja verificação assumem grande importância, bem como devem ser verificados. Todo o trabalho acompanha a execução de uma viga protendida de cordoalha engraxada em uma edificação residencial na cidade do Recife, cujo projeto e execução são de responsabilidades de empresas especializadas contratadas pela construtora para tal serviço. Possibilitando, no fim, fazer-se uma análise de tal projeto, bem como examinar os cuidados que são levados em consideração em sua execução.

Palavras-chave: Engenharia Civil. Protensão. Concreto protendido. Cordoalha engraxada. Recife.

ABSTRACT

The increasing use of monostrand post-tensioning system with unbonded greased and sheathed strands together with a certain unknowing of the technology, because its treatment as a specialization or elective course in most of the country's educational institutions, difficult its execution precisely because there are few people who understand its operation at the constructions site, preventing a good monitoring and a proper verification. In order to make the subject less distant, this work aims explore from theoretical foundations until the promotion of practices for the proper implementation of prestressed beams, going through the materials used and their characteristics, main advantages provided, project's peculiarities and factors whose verification are very important and should be checked. All work follow the implementation of a prestressed beam in a residential building in the city of Recife, whose design and execution are the responsibility of specialized companies hired by the construction company for this service. Allowing, in the end, make an analysis of such a project and to examine the care are taken into account in its implementation.

Keywords: Civil Engineering. Prestressing. Prestressed concrete. Greased monostrand. Recife.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - RODA DE BICICLETA, ONDE OS RAIOS SÃO PREVIAMENTE TRACIONADOS PARA NÃO FLEXIONAREM QUANDO EM SERVIÇO. (CECCON).....	16
FIGURA 2 - PONTE DE LUZANCY SOBRE O RIO MARNE NA FRANÇA. (1941-1945)	17
FIGURA 3 - PONTE DO GALEÃO NO RIO DE JANEIRO.....	18
FIGURA 4 - ESQUEMA DE UMA VIGA PROTENDIDA SUJEITA À AÇÃO DE CARGA CONCENTRADA	19
FIGURA 5 - DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DA VIGA ACIMA	19
FIGURA 6 - PRÉ-TRAÇÃO EM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS [HTTP://CIVILENGINEERSFORUM.COM/PRESTRESSED-CONCRETE-ADVANTAGES-DISADVANTAGES/].....	23
FIGURA 7 - REPRESENTAÇÃO DOS EFEITOS AXIAL E TRANSVERSAL. [FIB, 2002].	24
FIGURA 8 - MONOCORDOALHAS POSICIONADAS EM UMA VIGA QUE SERÁ CONCRETADA E, POSTERIORMENTE, PROTENDIDA.	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
FIGURA 9 - DETALHES DOS ELEMENTOS DA ANCORAGEM ATIVA. [PROTENDE];	30
FIGURA 10 - ESCORAMENTO NECESSÁRIO CASO A VIGA NÃO ESTEJA PROTENDIDA.....	32
FIGURA 11 - MONOCORDOALHA DE SETE FIOS COM CAPA PLÁSTICA.[ARCELORMITTAL].	34
FIGURA 12 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA AÇOS SEM PATAMAR DE ESCOAMENTO. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998)	35
FIGURA 13 - PROCESSO DE EXTRUSÃO. [CAUDURO, 2003]	36
FIGURA 14 - IDENTIFICAÇÃO DA MONOCORDOALHA.	37
FIGURA 15 - EXEMPLO DE BOA ESTOCAGEM DAS MONOCORDOALHAS.	38
FIGURA 16 - CORDOALHA DESENCAPADA ONDE SERÁ ACOPLADO O MACACO HIDRÁULICO.	39
FIGURA 17 - CADEIRA DE PLÁSTICO. (CAUDURO, 2003).	40
FIGURA 18 - BARRA DE AÇO QUE SERVIRÁ PARA POSICIONAR TODOS OS CABOS DA SEÇÃO EM UMA MESMA ALTURA.....	40
FIGURA 19 - PLACA DE ANCORAGEM AO LADO DE CUNHA BIPARTIDAS.	42
FIGURA 20 - CUNHA BIPARTIDAS ACOPLADA NA PLACA DE ANCORAGEM.	42
FIGURA 21 - FORMAS PARA NICHOS.....	44
FIGURA 22 - ENCAIXE DA FORMA PARA NICHOS COM A PLACA DE ANCORAGEM	44

FIGURA 23 - POSICIONAMENTO DAS FORMAS PARA NICHOS NA FORMA DE BORDO.....	45
FIGURA 24 - FUROS ONDE FICAM POSICIONADOS A FORMA PARA NICHOS COM A PLACA DE ANCORAGEM PARA PASSAGEM DA CORDOALHA.	45
FIGURA 25 - MACACO HIDRÁULICO COM DOIS CILINDROS PARALELOS.	46
FIGURA 26 - BOMBA HIDRÁULICA COM MANÔMETRO ACOPLADO.....	47
FIGURA 27 - MARCAÇÃO DAS CORDOALHAS COM SPRAY.....	48
FIGURA 28 - CORDOALHAS MARCADAS COM SPRAY, PARA PERMITIR A MEDIÇÃO DO ALONGAMENTO.	49
FIGURA 29 - APLICAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO NO CABO ATRAVÉS DO MACACO.	49
FIGURA 30 - CORTE DO CABO EXCEDENTE COM MAÇARICO, E UTILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA QUE A PONTA DO CABO NÃO CAIA DE UMA GRANDE ALTURA.....	50
FIGURA 31 - FORMA NA VIGA DE BORDO PARA APLICAÇÃO DO GRAUTE E FECHAMENTO DO NICHOS.	51
FIGURA 32 - DISTRIBUIÇÃO DE FORÇAS DE PROTENSÃO AO LONGO DO CABO E CONSIDERAÇÃO DE UMA FORÇA FINAL CONSTANTE. [AALAMI, 1993].....	54
FIGURA 33 - VIGA ISOSTÁTICA BIAPOIADA DO EXEMPLO DE APLICAÇÃO. [ZANETTE, 2002]	55
FIGURA 34 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES DA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO NO DOMÍNIO 3 COM APENAS ARMADURA DE TRAÇÃO. [ZANETTE, 2003].	56
FIGURA 35 - SEÇÃO TRANSVERSAL DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURAS PASSIVAS DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO. [ZANETTE, 2002].....	57
FIGURA 36 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO ATO DA PROTENSÃO COM A SEÇÃO NO ESTÁDIO I. [ZANETTE, 2002].	62
FIGURA 37 - DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM SEÇÕES DE CONCRETO PROTENDIDO COM CORDOALHAS ENGRAXADOS NO ELU. [ZANETTE, 2002].	63
FIGURA 38 - SEÇÃO TRANSVERSAL DE CONCRETO PROTENDIDO COM CORDOALHAS ENGRAXADAS. [ZANETTE, 2002].....	63
FIGURA 39 - DETERMINAÇÃO DA ÁREA DE CONCRETO DE ENVOLVIMENTO NA SEÇÃO DE CONCRETO PROTENDIDO. [ZANETTE, 2002].	64
FIGURA 40 - PROJETO ESTRUTURAL DE FORMA DO PAVIMENTO TIPO DO CASO DE ESTUDO.	69
FIGURA 41 - PERFIL DA VIGA COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS.....	70
FIGURA 42 - CORTE DA VIGA ISOSTÁTICA NA SEÇÃO ONDE FICAM AS ANCORAGENS.	71
FIGURA 43 - DETALHE DE LOCAÇÃO DO FURO DA BACIA SANITÁRIA.	72

FIGURA 44 - PROJETO DE ARMAÇÃO DAS ARMADURAS PASSIVAS DA VIGA. 72

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - EXIGÊNCIAS DE DURABILIDADE RELACIONADAS À FISSURAÇÃO E À PROTEÇÃO DE ARMADURA, EM FUNÇÃO DAS CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL [NBR 6118:2014].	21
TABELA 2 - CORRESPONDÊNCIA ENTRE CLASSE DE AGRESSIVIDADE E QUALIDADE DO CONCRETO (NBR 6118:2014)	31
TABELA 3 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO EXEMPLO DE APLICAÇÃO. [ZANETTE, 2002].	67

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
2. PROTENSÃO	16
2.1. FUNCIONAMENTO DA PROTENSÃO NO CONCRETO.....	18
2.2. NÍVEIS DE PROTENSÃO	20
2.3. TIPOS DE PROTENSÃO	22
2.4. SISTEMA DE PROTENSÃO COM CORDOALHAS ENGRAXADAS	23
2.4.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA	26
2.4.1.1. EM RELAÇÃO AO CONCRETO ARMADO	26
2.4.1.2. EM RELAÇÃO A OUTROS SISTEMAS DE PROTENSÃO	28
3. MATERIAIS UTILIZADOS NA PROTENSÃO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS – CARACTERÍSTICAS, FUNÇÃO E UTILIZAÇÃO	30
3.1. CONCRETO.....	31
3.1.1. LANÇAMENTO DO CONCRETO	33
3.2. MONOCORDOALHA ENGRAXADA.....	34
3.2.1. ACEITAÇÃO, ESTOCAGEM E MONTAGEM.....	37
3.3. CADEIRA.....	40
3.4. SISTEMA DE ANCORAGEM.....	41
3.5. FORMA PARA NICHOS	44
3.6. EQUIPAMENTO DE TENSIONAMENTO.....	46
3.6.1. EXECUÇÃO DA PROTENSÃO	47
4. PECULIARIDADES DO PROJETO DE PROTENSÃO NÃO-ADERENTE.....	52
4.1. ESCOLHA DO TRAÇADO DOS CABOS	53
4.2. PERDAS DE PROTENSÃO	53
4.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	55
4.3.1. VIGA ISOSTÁTICA DE CONCRETO ARMADO	56

4.3.1.1.	ELU – FLEXÃO.....	56
4.3.1.2.	ELS-W – ABERTURA DE FISSURAS	57
4.3.1.3.	ELS-DEF – FLECHA NO MEIO DO VÃO	58
4.3.2.	VIGA ISOSTÁTICA PROTENDIDA COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS	59
4.3.2.1.	FORÇA DE PROTENSÃO	60
4.3.2.2.	ELU – VERIFICAÇÃO SIMPLIFICADA DA CAPACIDADE RESISTENTE NO ATO DA PROTENSÃO	61
4.3.2.3.	ELU – FLEXÃO.....	62
4.3.2.4.	ELS-W – ABERTURA DE FISSURAS	64
4.3.2.5.	ELS – DEFORMAÇÃO.....	65
4.3.2.6.	GRAUS DE PROTENSÃO (k_p e λ_p).....	66
4.3.3.	CONSIDERAÇÕES DO EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	66
5.	ESTUDO DE CASO.....	69
5.1.	PROJETO DE ARMAÇÃO DA VIGA	70
5.2.	CONCRETO	73
5.3.	EXPERIÊNCIA NA OBRA	74
6.	CONCLUSÃO.....	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76
	APÊNDICE A – RELATÓRIO DE PROTENSÃO.....	77

1. INTRODUÇÃO

Ao conviver diariamente com as monocordoalhas no estágio curricular obrigatório, sem nunca ter ao menos estudado protensão na universidade, o interesse em estudar mais a fundo a respeito do tema foi quase que de imediato, e desse interesse surgiu este trabalho de conclusão de curso.

A falta de informação sobre o tema não é de exclusividade do autor, pois ainda há uma pequena quantidade de profissionais aptos para lidar com as particularidades das monocordoalhas, e protensão em geral, nos canteiros de obra, não apenas na cidade do Recife, como em todo o Brasil, justamente, por tratar o tema como especialização.

E, de acordo com a Federação Internacional do Concreto (FIB), a simples falta de familiaridade com o tema da protensão dos envolvidos no projeto – construtoras, projetistas estruturais e empreiteiros – faz com que o uso da protensão não seja adotado em muitos casos, onde se ganharia tanto estruturalmente, como economicamente.

O desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido, de acordo o FIB, consistiu em um dos mais importantes avanços no campo da engenharia estrutural e da construção civil. Pois possibilitou um ganho no comportamento estrutural, nos aspectos estéticos, ainda com redução de custos.

Sendo assim, nos últimos anos, as monocordoalhas veem sendo cada mais utilizadas devido às vantagens obtidas – solucionando alguns problemas estruturais inviáveis com o uso exclusivo do concreto armado – e ao avanço da tecnologia, que permitiu o barateamento da técnica.

A primeira patente do sistema de protensão com bainhas individuais de plástico extrudadas sobre a cordoalha surgiu no final da década de 50, no EUA. Com um certo atraso, a protensão não-aderente com cordoalhas engraxadas e plastificadas vem se disseminando no Brasil.

A novidade chegou por aqui no princípio de 1997, quando a Belgo-Mineira instalou o equipamento para extrusão das cordoalhas em sua unidade industrial em Belo Horizonte. Nos últimos 10 anos, porém, o sistema de monocordoalhas

engraxadas ou protensão leve, como também é conhecido, vem apresentando uma boa aceitação no Brasil.

A escolha do uso da protensão envolve alguns aspectos, tantos estruturais como construtivos, cuja decisão é tomada levando em conta ainda considerações econômicas. O caráter construtivo assume grande importância em edificações verticais, onde os aparelhos de ancoragens convencionais de pré-tração inviabiliza o seu uso em edificações.

Ao longo deste trabalho, serão abordados todos os aspectos relevantes para a execução da protensão com monocordoalhas engraxadas, além de exemplificar as etapas de cálculo importantes para a elaboração de um projeto de protensão com monocordoalhas, focando na perda de deformação causada pelo uso da protensão, finalizando com um estudo de caso.

O trabalho está estruturado da seguinte maneira:

No **Capítulo 1 – Introdução** é apresentada a justificativa da escolha do tema, juntamente com uma pequena apresentação do tema.

Capítulo 2 – Protensão serão abordados os aspectos teóricos e históricos sobre a protensão em geral, e para o concreto. Neste capítulo, ainda, explica os tipos e níveis de protensão existentes, e, mais adiante, aborda com mais detalhes as monocordoalhas engraxadas, com suas vantagens e desvantagens.

O **Capítulo 3 – Materiais utilizados na protensão com monocordoalhas engraxadas – características, função e utilização** se encarrega de familiarizar o leitor com os termos peculiares da protensão não aderente, além de mostrar como esses materiais devem ser corretamente utilizados.

O **Capítulo 4 – Peculiaridades do projeto de protensão não aderente** comprova, por meio de um exemplo, os ganhos obtidos com o uso da protensão. Para comprovação, faz-se uma comparação das deformações obtidas com uma viga de concreto armado e outra de concreto protendido, de mesmas dimensões.

No último capítulo, o **Capítulo 5 – Estudo de caso**, é apresentado um caso real do uso da tecnologia na cidade do Recife. E, com os assuntos abordados nos capítulos anteriores, é possível fazer uma análise crítica de tal projeto.

2. PROTENSÃO

Como podemos imaginar através da própria palavra protensão, ou pré-tensão, a protensão consiste na ideia de se instalar um estado prévio de tensões em algo, que no nosso caso são as vigas. E, apesar do uso da técnica em estruturas de concreto só ter sido utilizada no século XX, a protensão começou a ser utilizada muito antes.

Segundo GOMES (2009), a civilização egípcia, em aproximadamente 2100 a.C., já fez sua utilização para confecção de embarcações. Nesse caso, eles faziam o resfriamento das lâminas de ferro pré-aquecidas, para que o encurtamento das lâminas gerasse uma pré-compressão dos pranchões de madeira do casco, tornando-os estanques. Observamos, portanto, que houve uma instalação de um estado prévio de tensões, podendo ser considerado, então, como protensão. Algo similar é feito ainda hoje na confecção de tonéis e barris, onde a cinta metálica ao redor do mesmo é apertada de maneira que a pré-compressão os tornem estanques.

Outro exemplo clássico é a roda de bicicleta, conforme figura 1, onde o aro externo é ligado a um anel interno por meio de fios de aço sob tensão, que garantem a estabilidade do aro externo sob carga. (CECCON).

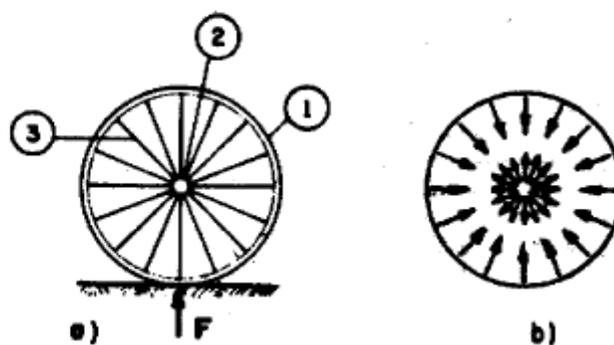


Figura 1 - Roda de bicicleta, onde os raios são previamente tracionados para não flexionarem quando em serviço. (CECCON).

De acordo com VERÍSSIMO E CÉSAR JR. (1998), a primeira ideia de pré-tensionar o concreto foi anunciada em 1886, por P. H. Jackson, de São Francisco

(EUA). E ainda no final do século XIX, seguiram-se várias patentes de métodos de protensão e ensaios, todos sem êxito, pois a protensão se perdia devido à retração e fluência do concreto, desconhecidas naquela época e só reconhecidas por volta de 1912 por Koenen e Mörsch.

Vale salientar que a criação do cimento Portland foi dada em 1824, na Inglaterra. Em 1855, o francês Lambot patenteou uma técnica para a fabricação de embarcações de concreto armado. A partir de 1867, outro francês, o Monier, fabricou lajes e pontes de concreto com armaduras de aço, com bases puramente empíricas. Só em 1877, o americano Hyatt reconheceu claramente o efeito da aderência entre o concreto e a armadura, e a partir de então passou-se a colocar armadura apenas do lado tracionado das peças. Ou seja, não demorou muito desde a devida utilização do concreto armado até a ideia de protender o concreto.

Entretanto, o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido só foi feito em 1928 pelo francês Eugène Freyssinet, onde o mesmo reconheceu que só é possível assegurar um efeito duradouro da protensão através da utilização de elevadas tensões no aço. O mesmo francês também inventou e patenteou métodos construtivos, equipamentos, aços e concretos especiais para concreto protendido, sendo reconhecido, ainda hoje, como uma das figuras de maior destaque no desenvolvimento do concreto protendido. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR, 2005).

Alguns anos depois, em 1941, foi projetada pelo próprio Eugène a primeira obra oficialmente realizada em todo o mundo em concreto protendido, a ponte sobre o rio Marne em Luzancy (figura 2), finalizada em 1945, com um vão de 55 metros.

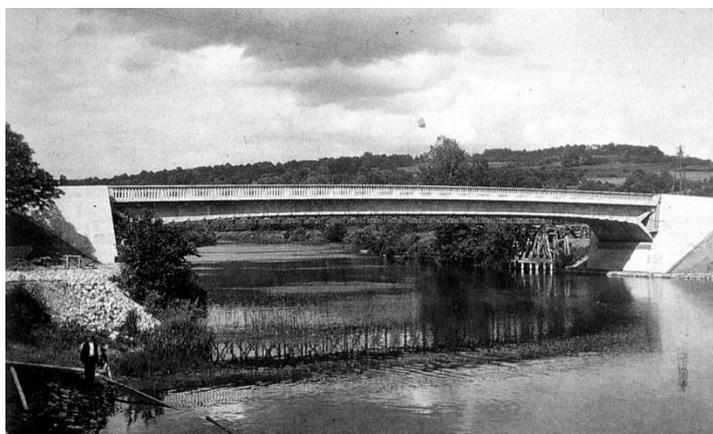


Figura 2 - Ponte de Luzancy sobre o rio Marne na França. (1941-1945)

Aqui no Brasil a primeira obra utilizando tal tecnologia foi a ponte do Galeão, figura 3, no Rio de Janeiro com 380 metros de comprimento, concluída em 1948, sendo a ponte mais extensa do mundo na época. Todos os materiais e equipamentos utilizados foram importados da França. Com a utilização fios de aço lisos envolvidos por papel Kraft que garantiram a não aderência do aço no concreto, sendo feita uma pós-tração, semelhante ao que é feito na obra objeto de estudo deste trabalho.



Figura 3 - Ponte do Galeão no Rio de Janeiro.

2.1. FUNCIONAMENTO DA PROTENSÃO NO CONCRETO

Para entender os princípios do concreto protendido é importante estar ciente das capacidades estruturais do aço e do concreto. O concreto tem resistência à tração várias vezes inferior à compressão, e que é necessário que se tomem medidas para evitar ou controlar a fissuração. (CAUDURO, 2003).

Então, a protensão pode ser empregada como um meio de se criar tensões de compressão prévias nas regiões onde o concreto seria tracionado em consequência das ações sobre a estrutura.

As figuras a seguir, figura 4 e figura 5, ilustram de maneira bastante clara como funciona essa protensão através da análise da distribuição das tensões em uma seção transversal de uma viga de concreto protendido.

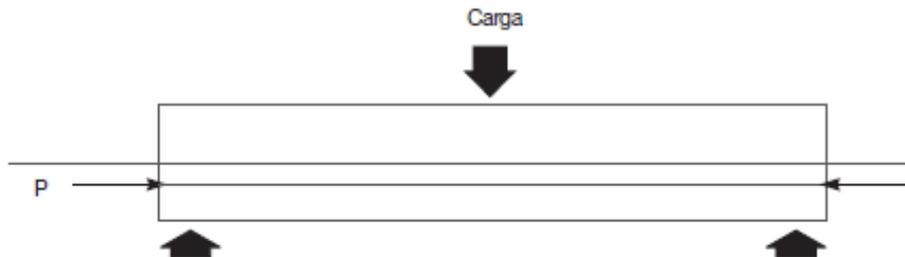


Figura 4 - Esquema de uma viga protendida sujeita à ação de carga concentrada

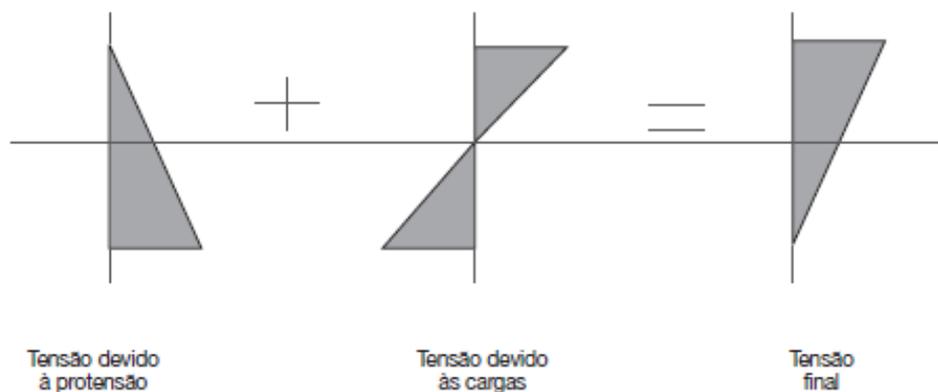


Figura 5 - Distribuição das tensões da viga acima

Como podemos observar, a carga "P" gerada pela protensão causa uma compressão na parte inferior da viga que é equalizada com a tensão de tração causada pela carga concentrada, obtendo assim, uma tensão final nula na parte inferior da viga, poupando, assim, a exposição do concreto à uma tensão de tração, já que o mesmo não possui boas características de resistência à tração.

Entendendo esse exemplo, fica bem fácil de imaginar que existem vários níveis de protensão, pois dependendo tanto do local de aplicação como da intensidade da carga "P" de protensão, podemos obter vários resultados de compressão na parte inferior, isentando totalmente, ou não, o concreto da tensão de tração, quando somadas com as cargas em que a viga está submetida.

Além dos níveis de protensão, a protensão ainda pode ser classificada em tipos, como: pré-tração com aderência e pós-tração com ou sem aderência; que serão abordadas mais adiante.

2.2. NÍVEIS DE PROTENSÃO

De uma maneira simplificada, CAUDURO (2003) define a protensão total quando um componente da estrutura é projetado para não haver nenhuma tensão de tração nele sob condições de carga de trabalho. Por outro lado, quando tensões de tração são permitidas, ele é chamado de parcialmente protendido.

Pode-se encontrar uma definição mais específica e detalhada na NBR 6118:2014, onde temos que os níveis de protensão estão relacionados aos limites de utilização referentes à fissuração, e podem ser subdivididos em: protensão completa; protensão limitada; ou protensão parcial.

A protensão completa, ou nível 3 de acordo com a NBR 6118:2014, é o nível que propicia as melhores condições de proteção das armadura contra corrosão, justificando seu uso em meios muito agressivos, e limita as variações de tensão no aço a valores moderados. A princípio não há limitação técnica para o uso da protensão completa, ficando a escolha desse nível sujeita apenas a restrições econômicas.

Existe protensão completa quando as duas condições a seguir são atendidas: para as combinações frequentes de ações é respeitado o limite de descompressão, ou seja, sempre que atuarem as cargas permanentes e as sobrecargas frequentes, não será admitido tensão de tração no concreto; e para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o limite de formação de fissuras.

Já para a protensão limitada, ou nível 2 de acordo com a NBR 6118:2014, são obedecidas as seguintes condições: para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o limite de descompressão; e para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

E para a protensão parcial, ou nível 1 de acordo com a NBR 6118:2014, conforme a tabela 1, tem-se as seguintes condições: para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o limite de descompressão; e para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras, com $w_k \leq 0,2$ mm. Este nível de protensão é similar à de protensão limitada, permitindo maiores tensões de tração no concreto, levando a formação de fissuras maiores.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Tabela 1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção de armadura, em função das classes de agressividade ambiental [NBR 6118:2014].

A protensão completa permite reduzir a quantidade de armadura passiva, que é aquela que não é tracionada, porém, essa redução pode se tornar prejudicial ao controle de fissuração para o caso que surgirem esforços de tração e fissuras oriundas da diferença de temperatura ou de recalque dos apoios. (GOMES, 2009).

Ainda, segundo VERÍSSIMO E CÉSAR JR. (1984) apud LEONHARDT, é errôneo pensar que uma protensão completa conduz um melhor comportamento estrutural do que uma protensão parcial ou limitada. Como no caso em que há uma preponderância de cargas variáveis, pois quando houver apenas as cargas permanentes, as solicitações de protensão podem atingir valores demasiadamente elevados.

De maneira geral, a protensão parcial já é suficiente para se alcançar os benefícios da protensão, pois na maioria das estruturas os esforços máximos levados em consideração no dimensionamento ocorrem poucas vezes, com isso é mais vantajoso evitar tensões de tração para boa parte dos carregamentos e controlar a fissuração para o carregamento total.

Deste modo, o aço de protensão é utilizado para compensar a maior parte do peso próprio e sustentar outras cargas mortas. Ocasionalmente, uma pequena parte da carga viva é também incluída. A tração produzida pelo resto da carga viva é resistida pela combinação do aço tracionado e não-tracionado, resultando em estruturas econômicas. Justificando, também, a protensão completa apenas em ambientes muito agressivos. (GOMES, 2009).

2.3. TIPOS DE PROTENSÃO

De acordo com HANAI (2005), os tipos de protensão estão relacionados à forma como ocorre a aderência entre a armadura ativa, aquele que instalará um estado prévio de tensão na estrutura, e o concreto, e, também, ao momento em que é aplicada a protensão. E se dividem em: pré-tração com aderência ou pós-tração, que pode ser com ou sem aderência entre a armadura ativa e o concreto.

Segundo a Federação Internacional do Concreto (FIB, 2005), na pré-tração a armadura se encontra tracionada e ancorada em dispositivos externos à peça antes do lançamento do concreto. Quando o concreto adquire certa resistência, a armadura é solta dos dispositivos externos, e a tração no aço gera a compressão no concreto através da aderência entre os mesmos.

Ainda de acordo com o FIB (2005), o método da pré-tração é bastante adequado para a fabricação de elementos pré-moldados, de acordo com a figura 6, onde várias peças podem ser protendidas com o uso do mesmo cabo.



Figura 6 - Pré-tração em elementos pré-moldados [<http://civilengineersforum.com/prestressed-concrete-advantages-disadvantages/>]

Já na pós-tração, a armadura é somente tracionada e ancorada após o lançamento do concreto e após o mesmo adquirir uma certa resistência. Podendo ser ou com aderência posterior, onde há a injeção de calda de cimento no interior das bainhas e o mecanismo de transmissão das forças é através da aderência entre o concreto e o aço, ou sem aderência posterior, que é o nosso caso de estudo. E por não precisar de ancoragens externas, este método é o mais adequado para a protensão realizada no canteiro de obra.

Quando não há aderência posterior, a tração nas barras de aço gera a compressão no concreto através dos mecanismos de ancoragem, que serão estudados mais adiante. E para garantir que não há aderência entre o concreto e as barras de aço, as cordoalhas são colocadas dentro de bainhas plásticas com graxas, que também será estudada mais adiante, no capítulo 2.

2.4. SISTEMA DE PROTENSÃO COM CORDOALHAS ENGRAXADAS

A principal característica de um sistema não-aderente é a não formação de aderência entre o cabo e o concreto. As características desse sistema dispensam a utilização de bainhas metálicas e a injeção de pasta cimento, pois o cabo é feito com uma única cordoalha coberta com uma camada de graxa inibidora de corrosão

envolta em uma camada plástica. Esses cabos não-aderentes são comumente chamados de monocordoalhas, pois cada cabo tem seu próprio par de ancoragens e são protendidos individualmente. (ZANETTE, 2006).

Ainda segundo ZANETTE (2006), uma maneira simplificada de visualizar o comportamento estrutural dos elementos com protensão sem aderência é imaginar os cabos protendidos criando um sistema de suspensão dentro viga, no qual uma componente vertical da força aplicada transferiria parte das cargas permanentes e variável diretamente aos apoios e uma componente horizontal reduziria as tensões de tração no concreto. Ocorrem, ainda, variações da força ao longo do cabo devido ao atrito entre a cordoalha e seu perfil longitudinal dentro do elemento de concreto.

De uma maneira mais técnica, FIB (2005) descreve o que ZANETTE (2006) explicou acima como os dois principais efeitos da protensão: o efeito axial, que gera a compressão no concreto; e o efeito transversal, que é causado pela curvatura do cabo, sendo oposta ao carregamentos externos, transmitindo-os diretamente aos apoios. Ilustrados na figura 7, abaixo:

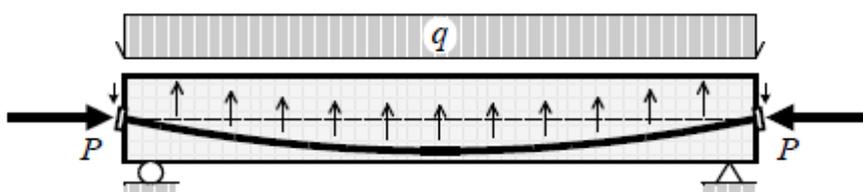


Figura 7 - Representação dos efeitos axial e transversal. [FIB, 2002].

Para tal sistema, a força no cabo protendido é transferida para o concreto essencialmente pelas ancoragens colocadas em suas extremidades. Sendo assim, a integridade das ancoragens ao longo da vida útil da estrutura é crucial. E, de acordo com ZANETTE apud KISS (2009), é justamente no desenho das ancoragens que ocorreu o principal avanço para o sistema não-aderentes de protensão, pois até recentemente as ancoragens geravam impedimentos por serem fundidas sob encomenda.

Os cabos azuis, no centro da figura 8, são justamente as monocordoalhas, formadas pela cordoalha mais uma camada de graxa e uma capa plástica, que impedem que ocorra a aderência entre a cordoalha e o concreto. A figura 8 não

permite a visualização das ancoragens, pois as mesmas estão dentro das vigas. Mais adiante, no entanto, abordaremos com mais detalhes os materiais utilizados no sistema.



Figura 8 - Monocordoalhas posicionadas em uma viga que será concretada e, posteriormente, protendida.

De acordo com The Concrete Society, deve-se ter em mente que, caso a integridade da estrutura dependa de um pequeno número de cordoalhas e ancoragens, o efeito da mão-de-obra e da qualidade dos materiais pode ser crítico. Isso deve ser compreendido pelas partes envolvidas tanto no projeto quanto na execução.

Para ZANETTE (2006) um ponto que merece destaque diz respeito à garantia de segurança estrutural diante de um eventual rompimento de um cabo de protensão, normalmente na fase executiva da estrutura. Dificilmente a ruptura de um cordoalha vai comprometer a segurança de toda a estrutura, uma vez que seu elevado grau de hiperestaticidade garante a necessária reserva de segurança, de redistribuição de esforços e de comportamento global. No entanto, o projetista da

obra, de qualquer maneira, deve ser consultado para tomar as medidas corretivas, caso as julguem necessárias.

Outra ocasião que merece destaque é a demolição, onde um especialista de demolição deve ser consultado previamente. Pois nas estruturas com cordoalhas engraxadas toda a energia é introduzida somente pelas ancoragens, e a liberação dessa energia irá ocorrer em todo o seu comprimento, independentemente de onde seja cortada. O The Concrete Society (1994) recomenda que a liberação dos cabos seja planejada em detalhes, levando em conta a habilidade da estrutura em absorver o carregamento sem a protensão. E também recomenda a introdução de escoras temporárias, quando necessárias.

2.4.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA

Podemos comparar o sistema tanto em relação ao concreto armado, citando assim as vantagens e desvantagens do concreto protendido, quanto em relação aos outros sistemas de protensão, explicitando assim as vantagens do sistema de protensão com monocordoalhas engraxadas.

2.4.1.1. EM RELAÇÃO AO CONCRETO ARMADO

Primeiramente, serão abordadas as vantagens do concreto protendido de maneira geral, que são:

- Permite projetar seções mais esbeltas, uma vez que toda a seção do concreto pode trabalhar à compressão. Assim, normalmente, as peças de concreto protendido possuem menor peso próprio, o que viabiliza economicamente projeto de estruturas para grandes vãos. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998);
- Permite controlar a deformação elástica e limitá-las a valores menores que os que seriam obtidos com estruturas similares em aço ou concreto armado. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998);
- Proporciona melhores condições de durabilidade, pois diminui bastante, podendo até evitar, as tensões de tração, principais responsáveis pela fissuração, de maneira a proteger melhor as armaduras. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998);

- Permite que a estrutura se recomponha após a atuação de uma sobrecarga eventual não prevista. Pois quando cessada a causa, as fissuras abertas se fecham devido à força de protensão. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998);
- Possui maior resistência à fadiga, pois a variação de tensão no aço, proveniente de cargas móveis, é muito pequena se comparada com o valor da sua resistência característica. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998);
- A operação de protensão funciona como uma verdadeira prova de carga, pois as tensões de introduzidas nessa fase são muito maiores que as correspondentes à situação da peça em serviço. Ou seja, a estrutura é testada antes de entrar em operação propriamente. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998);
- Permite um melhor controle de flechas e contra-flechas. (ZANETTE, 2006);
- E causa uma menor interferência da estrutura com a planta arquitetônica. (ZANETTE, 2006).

Já as suas desvantagens, de acordo com VERÍSSIMO e CÉSAR JR. (1998, p. 16) são:

- Exigência de um maior controle de execução, pois utiliza, de maneira geral, concreto de alta resistência;
- Necessidade de cuidados especiais de proteção contra corrosão para os aços de alta resistência;
- Alto grau de precisão na colocação dos cabos de protensão, uma vez que a força de protensão possui um valor muito alto, onde um pequeno desvio do cabo pode produzir esforços não previstos, levando ao comportamento inadequado da peça, e, até mesmo, ao colapso;
- Exigência de equipamentos e pessoal especializados, com controle permanente dos esforços aplicados e dos alongamentos dos cabos;
- E, de maneira geral, exigem mais atenção e controle aos necessários para o concreto comum.

2.4.1.2. EM RELAÇÃO A OUTROS SISTEMAS DE PROTENSÃO

Fazendo, agora, um comparativo do sistema com uso das monocordoalhas engraxadas com a protensão aderente, temos os seguintes itens como vantagens de acordo com ZANETE (2006):

- Maior excentricidade possível do cabo, o que é importante sobretudo em lajes;
- O aço de protensão já chega no canteiro protegido pela graxa e pela capa plástica;
- Há menores perdas por atrito;
- Não requer injeção de nata de cimento;
- Facilidade e rapidez na colocação das cordoalhas nas formas;
- E maior velocidade de execução.

Segundo ZANETTE (2006) apud CAUDURO E LEME (1999), ainda devem ser citadas as vantagens executivas do sistema, que são:

- Fácil transporte e manuseio das cordoalhas, pois sua capa plástica resiste bem à montagem e à concretagem;
- Ancoragens pequenas e práticas, reunindo em uma só peça o bloco e a placa de distribuição de tensões;
- O conjunto bomba-macaco hidráulico é leve e prático, facilitando o manuseio e transporte na obra;
- Como as cordoalhas tem bainhas plásticas individuais, elas podem espalhar-se também em movimentos horizontais, possibilitando que as cordoalhas passem através de diversos pilares mesmo que estejam desalinhados entre si, além de facilitar a passagem de instalações na laje;
- Protensão simples e descomplicada em uma só etapa de introdução de pressão;
- E fácil preenchimento dos nichos com graute.

Por outro lado, vigas protendidas com cabos aderentes desenvolvem maior resistência última à flexão para mesma taxa de armadura ativa não aderente. E, apesar de necessitarem de maior mão-de-obra na instalação, pode-se adotar cabos

com maior capacidade de carga devido à possibilidade de se utilizar uma única ancoragem para várias cordoalhas.

Além disso, depois da injeção da nata de cimento, a segurança do sistema não depende mais da ancoragem. E diante de situações extremas como incêndios, explosões ou sismos, a protensão aderente responde por melhor distribuição das fissuras ao longo do elemento e repercute em maior segurança da estrutura à ruína.

AALAMI (1994) afirma que ambos os sistemas, se projetados, detalhados e construídos de acordo com as especificações atuais e a boa prática, resultarão em estruturas duráveis, as quais irão ao encontro das normas no que diz respeito ao comportamento em serviço e aos requisitos de resistência.

Ou seja, chega-se na conclusão de que nenhum desses sistemas é categoricamente superior ao outro, e a decisão por um sistema aderente ou não-aderente dependem da tecnologia, da mão-de-obra qualificada e da disponibilidade de equipamento, assim como dos aspectos econômicos do local da construção.

3. MATERIAIS UTILIZADOS NA PROTENSÃO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS – CARACTERÍSTICAS, FUNÇÃO E UTILIZAÇÃO

Neste capítulo serão abordados todos os materiais necessários para o sistema de protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas, assim como qual a função do material no sistema.

Para possibilitar um melhor entendimento do sistema como um todo, representado na figura 9 abaixo, serão analisadas, também, as características mais importantes para os principais materiais e recomendações mais importantes na sua utilização, para que possamos realizar uma boa execução da protensão, obtendo os resultados esperados.

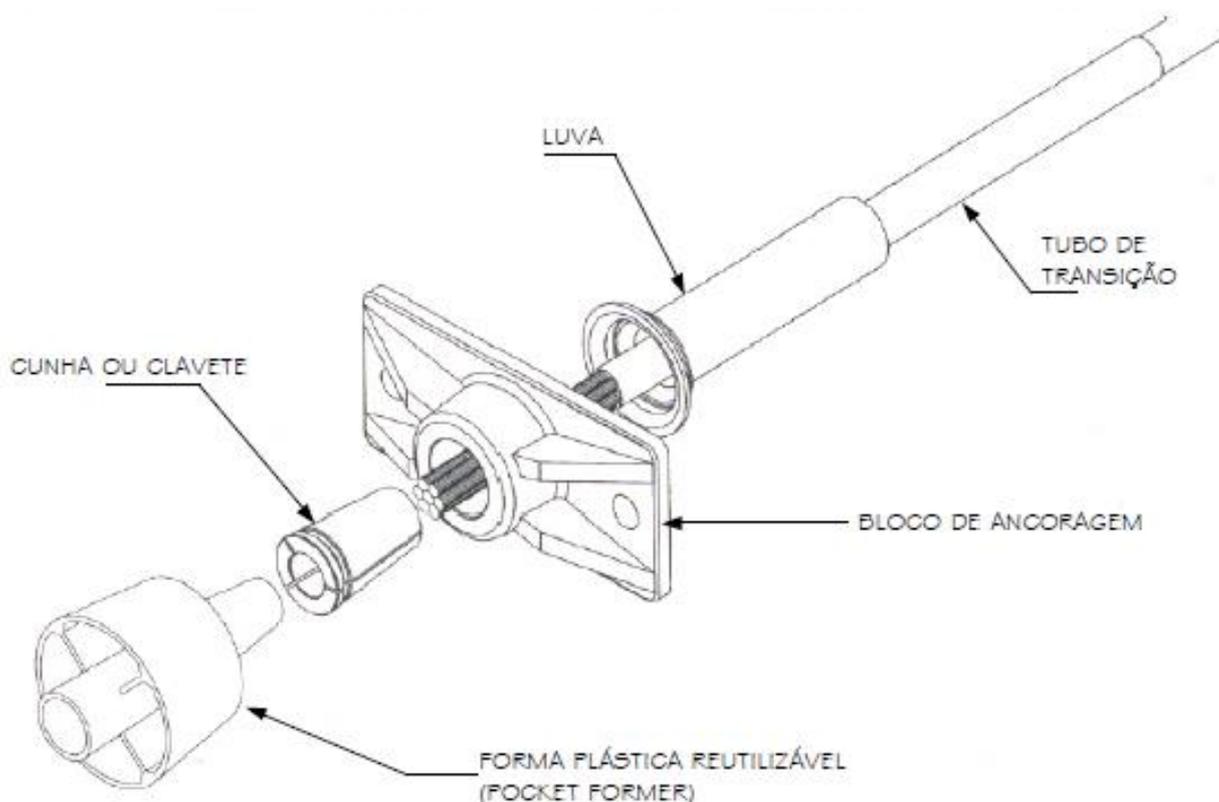


Figura 9 - Detalhes dos elementos da ancoragem ativa. [PROTENDE];

O esquema acima permite uma boa visualização de quase todos os materiais que serão estudados neste capítulo, excluindo apenas o concreto, que será lançado após a montagem, e a cadeira que serve de auxílio para posicionamento do cabo, e estará ilustrada mais adiante.

3.1. CONCRETO

A resistência característica à compressão exigida para peças de concreto protendido é superior se comparado com as peças de concreto armado para uma mesma classe de agressividade ambiental, conforme mostrado na tabela seguinte extraída da NBR6118:2014.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118:2014)

Esta exigência normativa se dá, de acordo com HANAÍ (2005, p.21) por algumas vantagens do concreto de alta resistência, como: a admissão da utilização de peças de menores dimensões possibilitando um decréscimo do peso próprio da estrutura; e pelo fato de ter um módulo de elasticidade, que é proporcional à resistência, mais elevado, que proporciona uma redução nas deformações imediatas, bem como as deformações que ocorrem ao longo do tempo decorrentes da fluência e da retração do concreto.

Pode-se justificar esta exigência, ainda, pelo fato de haver nas peças de concreto protendido uma introdução de forças que não há nas peças de concreto armado. As chamadas forças de protensão, que podem causar solicitações elevadas no ato ou imediatamente após da protensão da peça. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998).

Já para garantir uma eficiente proteção contra corrosão, é fundamental, também, boas características de compacidade e uma baixa permeabilidade, alinhados à boa resistência e o controle específico da retração citados

anteriormente. Não é permitida, também, a utilização de aditivos que contenham cloreto, devido ao seu efeito corrosivo.

Além do cimento Portland comum, podem ser utilizados ainda o cimento de alta resistência inicial (ARI), o pozolânico, o de alto forno, ou, até mesmo, o branco, dependendo da necessidade. Em um caso que seja necessário uma diminuição do tempo para se efetuar a desforma, por exemplo, pode-se utilizar o cimento ARI.

Esse pequeno tempo disponível para se efetuar a desforma é uma realidade nas construções de edificações, onde os prazos de construções são cada vez menores, aumentando assim, cada vez mais a velocidade de execução dos serviços. E, além da rápida desforma, outro fator importantíssimo depende da resistência do concreto: a execução da protensão.

De acordo com CAUDURO (2003), a protensão não deve ser executada até que os testes dos corpos de prova curados nas condições de canteiro de obra tenham atingido 75% da resistência característica à compressão, ou a resistência mínima à compressão de 21 MPa, podendo também estar sujeito a outros critérios especificados pelo projetista.

E, como se pode imaginar, o não atingimento da resistência necessária para a protensão poderá ocasionar problemas para a velocidade da obra, ou custos extras com escoramento. Visto que se a estrutura não estiver protendida, não podemos garantir sua capacidade resistiva. Impossibilitando, ou pelo menos dificultando, a continuação da estrutura para o pavimento superior.



Figura 10 - Escoramento necessário caso a viga não esteja protendida.

Quanto aos agregados, algumas vezes se faz necessário a utilização de agregados leves, como a argila expansiva, com o objetivo de reduzir o peso próprio dos elementos, geralmente pré-moldados. A utilização desse agregado, porém, tem que ser levado em conta nos cálculos, visto que esse tipo de agregado possui uma menor rigidez que os comumente usados, resultando em um concreto com menor módulo de deformação. (HANAI, 2005).

3.1.1. LANÇAMENTO DO CONCRETO

Esse procedimento é feito após os cabos já estarem posicionados e suas posições sido validados por um profissional capacitado. Durante o lançamento, porém, alguns cuidados devem ser tomados.

Como veremos mais adiante, o posicionamento do cabo é de fundamental importância para que forças não previstas não ocorram, sendo assim se os cabos saírem de sua posição, eles devem ser reajustados para a posição correta antes mesmo dos procedimentos de lançamento.

Durante o lançamento, é recomendada uma vibração adequada do concreto nas imediações da região de ancoragem dos cabos, tendo cuidado também para não tocar nos cabos, tirando-os de sua posição correta. Quanto aos dutos da bomba, deve-se tomar cuidado para os mesmos não descansarem sobre os cabos. (CAUDURO,2003).

3.2. MONOCORDOALHA ENGRAXADA

Por definição, monocordoalha é um cabo cuja ancoragem consegue alojar uma única cordoalha, que são arames de aço de alta resistência enrolados entre si ou ao redor de um fio central, sendo a cordoalha de sete fios a mais usada para protensão não aderente. (CAUDURO, 2003).



Figura 11 - Monocordoalha de sete fios com capa plástica.[ArcelorMittal].

Os aços usados no concreto protendido caracterizam-se pela elevada resistência e uma ausência de patamar de escoamento. Esse aço é de uso proibitivo para estruturas em concreto armado por permitir alongamentos excessivos e conseqüente grande fissuração, porém é utilizado no concreto protendido sem complicações, pelo fato do alongamento prévio da armadura evitar o problema da fissuração. Tal resistência, portanto, que pode ser até três vezes maior do que a resistência do aço utilizado no concreto armado, proporciona uma economia para a estrutura. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998).

Além da alta resistência, esses aços são fornecidos em grandes comprimentos, o que evita também problemas com emendas de armadura em peças estruturais de grandes vãos.

Já quanto ao tratamento, de acordo com VERÍSSIMO E CÉSAR JR. (1998), os aços podem ser: aliviados ou de relaxação normal (RN), que são aços retificados

por um tratamento térmico que alivia as tensões internas da trefilação; ou estabilizados ou de relaxação baixa (RB), que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação e são mais comumente usados.

A designação genérica de tais aços é dada da seguinte forma: CP-XXX (XX); onde os três primeiros “X” fazem referência à resistência característica à ruptura por tração do aço, em kN/cm², e entre parênteses indica-se se o tratamento foi relaxação normal (RN), ou baixa (RB). Por exemplo, o aço CP-175 (RN) indica que é um aço de relaxação normal com 175 kN/cm² (1750 MPa) de resistência mínima à ruptura por tração.

Salienta-se desde já que no caso de cordoalhas a resistência é dita “convencional” porque as tensões não se distribuem uniformemente por todos os fios enrolados, de acordo com HANAI (2005). Onde os parâmetros mais importantes são: a resistência característica à ruptura por tração (f_{ptk}); e o limite de escoamento convencional (f_{pyk}), que é aproximadamente igual a tensão correspondente à deformação de 1% - ou 10 por mil- para fios e cordoalhas, conforme a figura 12.

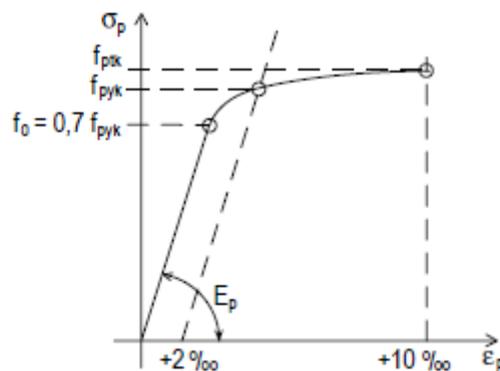


Figura 12 - Diagrama Tensão X Deformação para aços sem patamar de escoamento. (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998)

Já o módulo de elasticidade é dito como “aparente”, segundo VERÍSSIMO E CÉSAR JR. (1998), menor que o módulo de deformação dos fios, visto que os fios que constituem a cordoalha se acomodam, mascarando a deformação durante o

carregamento. E tem valor de aproximadamente 195.000 MPa, segundo HANAI (2005).

Após citar as principais propriedades do aço que constitui a cordoalha, não podemos esquecer os outros itens que, juntamente com a cordoalha, formam a monocordoalha engraxada, que são: a graxa mineral e a bainha plástica.

O processo de fabricação das cordoalhas, de acordo com CAUDURO (2003), começa com a cordoalha nua passando por um aplicador de graxa que recobre a cordoalha uniformemente com a quantidade exata de graxa inibidora de corrosão, e em seguida a cordoalha coberta de graxa segue pela máquina extrusora, que aplica e regula a espessura adequada de plástico derretido. Posteriormente, a cordoalha passa por uma caneleira de água para que seja resfriada antes de ser novamente enrolada.



Figura 13 - Processo de extrusão. [CAUDURO, 2003]

A aplicação da graxa, assim como todos os procedimentos com finalidade de evitar a corrosão, é extremamente importante, visto que a corrosão no aço de protensão é um fator preocupante por pelo menos dois motivos, de acordo com VERÍSSIMO E CÉSAR JR. (1998):

- Pelo fato de ter, normalmente, fios de pequenos diâmetros;
- E, também, por estar submetido a elevadas tensões, o aço fica mais susceptível à corrosão. Um certo grau de corrosão considerado inofensivo para um aço de concreto armado, por exemplo, pode ser crítico no caso de fios de protensão com pequena seção transversal.

De acordo com ZANETTE (2006), a graxa inibidora de corrosão ainda contribui com o sistema de uma outra maneira: fornecendo lubrificação entre a cordoalha e a capa, o que reduz, consideravelmente o coeficiente de atrito ao longo do cabo.

3.2.1. ACEITAÇÃO, ESTOCAGEM E MONTAGEM

Diante da importância da monocordoalha para o funcionamento do sistema, todos cuidados devem ser tomados a fim de garantir a integridade do material. É recomendado o uso de correia de náilon durante a descarga e manuseio dos cabos para não danificar a capa plástica. Além disso, para sua aceitação, segundo CAUDURO (2003), os aços, quando cortados fora do local da obra, devem ser identificados, conforme figura 14, com o nome da obra, número do pavimento e número da concretagem, para evitar seu uso no lugar indevido.

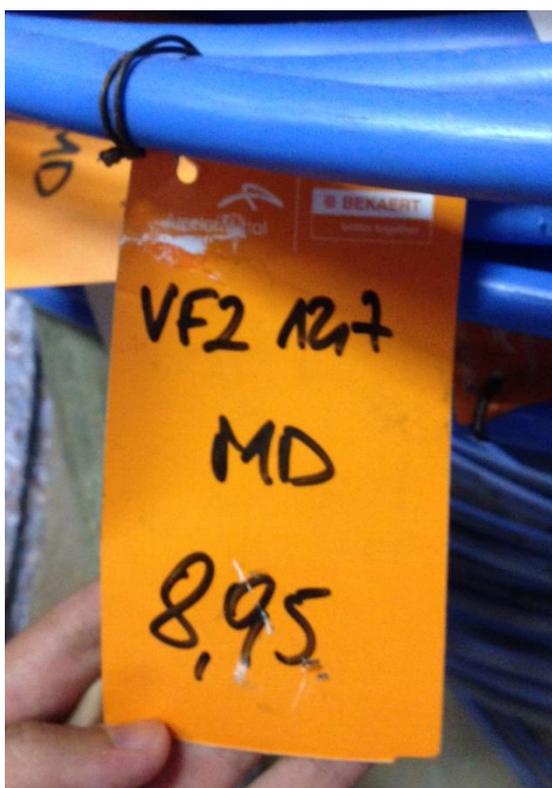


Figura 14 - Identificação da monocordoalha.

Na figura acima tem-se uma etiqueta identificando tal monocordoalha, onde podemos visualizar que a mesma deverá ser utilizada numa peça, chamada VF2

(viga faixa 2), possui fios com diâmetro de 12,7mm com 8,95 metros de comprimento. O “MD” identifica de qual obra é o cabo. Diante da pequena quantidade de informações, podemos inferir que não há uma grande variedade de cabos utilizados nessa obra.

Por vezes, quando há uma grande diversidade de cabos utilizados, são aplicados mais artifícios para diferenciar um cabo do outro, facilitando sua identificação no canteiro de obra. Como por exemplo, marcação dos cabos com tinta spray por meio de uma combinação de cores, onde cada combinação representa um tipo de cabo. (CAUDURO, 2003).

Após a entrega, é responsabilidade do comprador zelar pela integridade dos materiais e equipamentos para satisfazer as especificações e documentos de contrato, sendo essa responsabilidade, normalmente, transferida ao instalador. O que inclui: estocagem de maneira adequada, em local seco e sem contato com o solo, e quando cobertos com lona que seja em formato de tenda para permitir a livre circulação do ar, além do manuseio adequado do material. (CAUDURO, 2003).



Figura 15 - Exemplo de boa estocagem das monocordoalhas.

Antes de iniciar a montagem, o encarregado já deve estar familiarizado com os desenhos de montagem da pós-tração. E, de acordo com CAUDURO (2003), deve ter pelo menos 5 anos de experiência ou ter o certificado por órgão certificador de mão-de-obra especializada.



Figura 16 - Cordoalha desencapada onde será acoplado o macaco hidráulico.

Segundo EMERICK (2002), deve-se desencapar cerca de 450 milímetros da cordoalha, de modo a providenciar o comprimento suficiente de cordoalha para ser segura pela garra do macaco. Em seguida, posiciona-se o cabo de acordo com as especificações de projeto, ciente de que o perfil vertical e em planta dos cabos deverá ser mantido em prejuízo ao posicionamento de outros dispositivos.

Aceita-se ainda, de acordo com CAUDURO (2003), um tolerância de ± 5 mm em concreto com espessura até 200 mm, ± 10 mm em concreto com espessura entre 200 mm e 600 mm, e até ± 15 mm em concreto com espessura acima de 600 mm.

3.3. CADEIRA

Tendo em vista que, na grande maioria das vezes, o perfil do cabo não é retilíneo, se faz necessário a utilização de algum acessório para sustentá-lo em sua posição de projeto, prevenindo deslocamentos antes e durante o lançamento do concreto. A esse acessório damos o nome de cadeira.

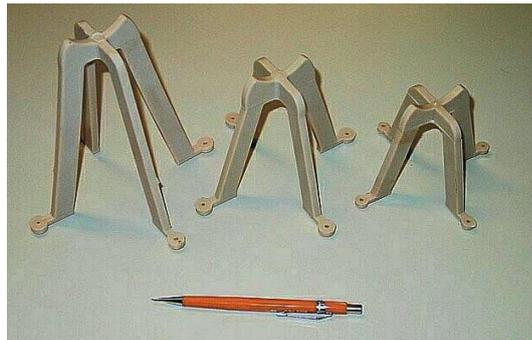


Figura 17 - Cadeira de plástico. (CAUDURO, 2003).

Apesar de ser a mais comumente usada, existem outras maneiras sustentar o cabo em sua posição de projeto, como a utilizada na obra que será feito o estudo de caso. Pois pelo fato de todos os cabos terem a mesma posição vertical ao longo das seções transversais, foi utilizado uma pequena barra de aço na altura de projeto, servindo para todos os cabos, conforme imagem.



Figura 18 - Barra de aço que servirá para posicionar todos os cabos da seção em uma mesma altura.

3.4. SISTEMA DE ANCORAGEM

Como já mencionado anteriormente, este item é de extrema importância para o funcionamento do sistema de protensão com monocordoalhas engraxada, visto que, é através da ancoragem que a tração no aço é transmitida para o concreto, comprimindo-o.

O sucesso da ancoragem, segundo CAUDURO (2003), depende de 6 aspectos simultaneamente:

- Placa, ou bloco, de ancoragem;
- Cordoalha;
- Cunhas;
- Armazenamento e condições dos materiais antes e durante o uso;
- Condição e calibração do equipamento de protensão;
- E do conhecimento prático do pessoal para entender e seguir os procedimentos corretamente.

Os três primeiros itens formam o sistema de funcionamento. Entretanto, os três últimos são vitais no trabalho da ancoragem, e, frequentemente, os problemas experimentados no campo vem dos últimos três itens. (CAUDURO, 2003).

A placa de ancoragem é uma peça normalmente de ferro fundido dúctil, que aloja as cunhas e é usada para transferir a força de protensão para o concreto. Tal placa possui um furo trono-cônico onde a cunha é alojada, com superfície regular, porém rugosa.

Já a cunha é uma peça de metal tronco-cônico com dentes que mordem a cordoalha durante a transferência da força de protensão do macaco hidráulico para a ancoragem, ilustradas na figura 19. Os dentes da mesma são adoçados na ponta mais fina para assegurar o desenvolvimento gradual da força do cabo sobre o comprimento da cunha. E, normalmente, são bipartidas para cabos monocordoalhas. (CAUDURO, 2003).



Figura 19 - Placa de ancoragem ao lado de cunha bipartidas.

Dentro da operação de protensão, a cunha é projetada para compensar todas as irregularidades existentes entre a cordoalha de sete fios e a superfície tronco-cônica de apoio da ancoragem. E, de acordo com CAUDURO (2003), a principal ideia a se passar é que todas as partes trabalham juntas (dinamicamente) para formar um conjunto completo de ancoragem – placa de ancoragem, cunha e cordoalha.



Figura 20 - Cunha bipartidas acoplada na placa de ancoragem.

A concepção de trabalho explicada de uma forma simples é a seguinte: A cordoalha é mais dura que a placa de ancoragem e as cunhas são mais duras que a cordoalha. Os dentes da cunha, então, penetram na superfície externa da cordoalha enquanto tentam se moldar à superfície irregular da cordoalha de sete fios dentro de uma forma cilíndrica. (CAUDURO, 2003).

Quanto à classificação, podemos classificá-las de acordo com a sua função ou posição. Sendo elas: ancoragem ativa; ancoragem passiva; ancoragem intermediária; ou ancoragem morta.

Chamamos de ancoragem ativa aquela onde ocorrerá a protensão do cabo. A mesma ancoragem, mais cunha e fôrma plástica, que é utilizada como ancoragem passiva: quando a ancoragem fica visível, mas nela não se coloca o macaco. (CAUDURO, 2003)

A ancoragem intermediária fica localizada em qualquer ponto ao longo do comprimento do cabo. E pode ser usada para tensionar um dado comprimento do cabo sem a necessidade de cortá-lo. Este tipo de ancoragem é normalmente usada em intervalos de concretagem para possibilitar a antecipação de protensão e remoção da forma.

Por último, a ancoragem morta que, segundo CAUDURO (2003), é aquela da ponta final do cabo, normalmente colocada e fixada numa das extremidades do cabo antes do mesmo chegar no local da obra, e não é usada para aplicar a protensão.

3.5. FORMA PARA NICHOS

De maneira direta, podemos definir tal dispositivo como uma peça plástica de utilidade temporária usada na extremidade ativa durante o lançamento do concreto para moldar uma abertura – nicho – na peça, como pode ser visualizado na figura 16. Essa abertura tem como função permitir que o equipamento de protensão acesse a cavidade da placa de ancoragem, ilustrado nas figuras 21 e 22.



Figura 21 - Formas para nicho.

Essa forma se encaixa perfeitamente na cavidade da placa de ancoragem, devendo impedir em absoluto a entrada de pasta de concreto na cavidade da placa de ancoragem. Vale salientar que a forma pode ser reutilizada, desde que não tenha sofrido danos na sua utilização anterior.



Figura 22 - Encaixe da forma para nicho com a placa de ancoragem



Figura 23 - Posicionamento das formas para nicho na forma de bordo.

De acordo com EMERICK (2002), a colocação das formas para nicho nos furos da forma de bordo deve ser feita de forma a garantir a perpendicularidade entre o nicho e a forma, devendo ser rejeitada qualquer forma de nicho que apresente risco de entrada de concreto.



Figura 24 - Furos onde ficam posicionados a forma para nicho com a placa de ancoragem para passagem da caboalha.

Ainda segundo EMERICK (2002), os furos nas formas de bordo deverão ter diâmetro de 19 mm para caboalha de 12,7 mm, e 25 mm para caboalhas de 15,2 mm.

É aconselhável, de acordo com CAUDURO (2003), que os anteparos ou formas de borda da laje sejam removidos tão logo quanto possível, pois permitirá a fácil remoção da forma para nicho, permitindo sua reutilização, e, também, a limpeza da cavidade da placa de ancoragem enquanto o concreto ainda está verde.

3.6. EQUIPAMENTO DE TENSIONAMENTO

Consiste normalmente de: macaco hidráulico (figura 25); bomba hidráulica de alta pressão (figura 26); mangueiras; e manômetro de pressão. Sendo o macaco hidráulico o item que merece maior destaque.



Figura 25 - Macaco hidráulico com dois cilindros paralelos.

Embora a protensão possa ser feita com a utilização dos tradicionais macacos hidráulicos de furo central por onde é introduzida a cordoalha, ela é geralmente feita por macaco hidráulico de pistões paralelos que segura a cordoalha no centro do dois pistões. O desenvolvimento desses macacos com dois cilindros paralelos foi um outro fator que contribui bastante para o avanço do sistema, justamente pela sua leveza – aproximadamente 19 kg – e agilidade, tensionando cada cordoalha em aproximados 30 segundos. (ZANETTE, 2006).

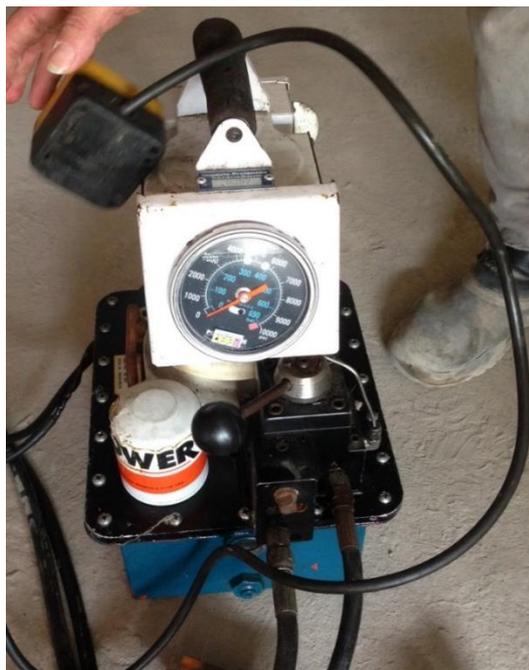


Figura 26 - Bomba hidráulica com manômetro acoplado.

É importante salientar, que o macaco e o manômetro da bomba não podem ser separados, pelo fato de serem calibrados como se fossem um só equipamento. Tal calibração deve ser registrada na chamada “tabela de calibração”, onde relata-se a pressão no manômetro para a força aplicada no cabo, e ser entregue com os equipamentos, pela firma responsável. O manômetro da bomba deve estar regulado para mostrar a pressão máxima de protensão. (CAUDURO, 2003).

3.6.1. EXECUÇÃO DA PROTENSÃO

Assim como nas outras etapas, a execução deve ser realizada por um profissional capacitado, que seja capaz de reconhecer qualquer irregularidade que impeça a protensão, bem como saber manusear os equipamentos da maneira correta.

De acordo com EMERICK (2002), antes de se iniciar o processo devem ser verificados o resultado do rompimento do corpo de prova, explicado no item 2.1 Concreto, e a integridade do concreto nos nichos e em toda a superfície. Se for detectada qualquer anormalidade, como vazios ou porosidade anormal, a operação

de protensão deverá ser suspensa e avisado ao pessoal responsável, retomando apenas quando medidas corretivas forem tomadas, caso sejam necessárias.

Caso não haja nenhuma irregularidade com o concreto, proceder para a análise do macaco hidráulico, onde verifica-se a limpeza das mandíbulas do mesmo e pulveriza-se lubrificante sobre a superfície de deslizamento. Em relação à bomba hidráulica, de acordo com CAUDURO (2003), não é aconselhável a utilização de cabos elétricos com comprimentos superiores a 30 metros, pois pode causar danos à bomba e implicar em resultados não desejados.

Após tais itens verificados, de acordo com EMERICK (2002), deve ser feita uma marca com spray, a uma distância constante da face que servirá como referência para medir o alongamento do cabo, conforme figura 27. Esta marca deverá ser efetuada em ambas as extremidades, se a cordoalha tiver ancoragem ativa em ambos os lados.



Figura 27 - Marcação das cordoalhas com spray.

Com a marcação feita, podemos executar a protensão, já de posse de uma área apropriada para os trabalhadores e com a cautela de prender o macaco hidráulico em algum objeto fixo, pois caso ocorra o rompimento do cabo, o macaco hidráulico

não será lançado para longe, podendo ocasionar graves acidentes. Pode ser observado, na figura 25, uma corda vermelha enrolada no macaco que terá essa função.



Figura 28 - Cordoalhas marcadas com spray, para permitir a medição do alongamento.

No ato da protensão, é importante que ninguém permaneça na frente da cordoalha a ser tracionada, ou entre a cordoalha e a bomba, também com a intenção de evitar acidentes. E logo após a protensão, deve ser realizada a leitura do alongamento obtido desde a face do concreto até a marca feita previamente. Se a cordoalha for tracionada nas duas extremidades, de acordo com EMERICK (2002), os alongamentos deverão ser somados.

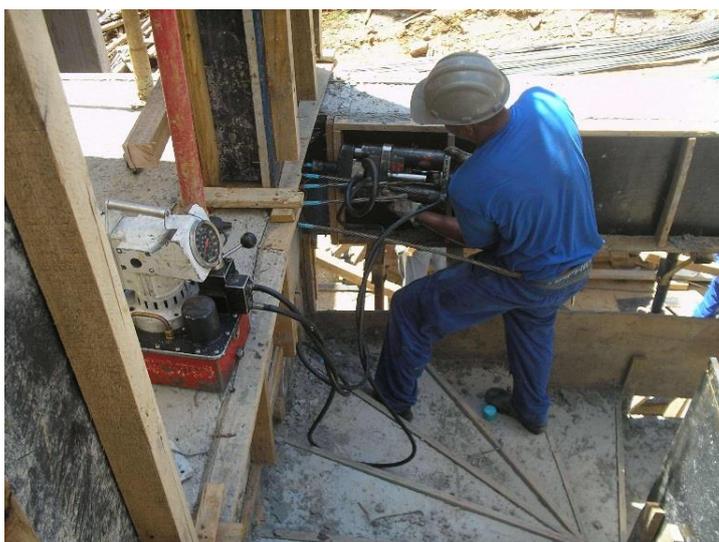


Figura 29 - Aplicação da força de protensão no cabo através do macaco.

De acordo com CAUDURO (2003), os registros dos alongamentos [APÊNDICE A], pressões e desvios percentuais computados devem ser submetidos à construtora ou designado, para aprovação.

Sendo aprovados, então, as pontas do lado ativo devem ser cortadas o quanto antes - evitando problema de corrosão - prestando atenção para que a chama do maçarico não atinja as cunhas, de acordo com a figura 30. É importante, também, que no corte seja deixada uma pequena ponta de 13 mm a 20 mm fora da cunha, além de permitir que haja um cobrimento de 25 mm em relação à face de concreto.



Figura 30 - Corte do cabo excedente com maçarico, e utilização de equipamento para que a ponta do cabo não caia de uma grande altura.

Depois que as pontas do lado ativo forem cortadas, então, a parte exposta da placa de ancoragem deve ser coberta com um material preventivo contra corrosão, sendo preenchidos, normalmente, com aplicação de graute que não sofra retração e não contenha metálicos, de acordo com a figura 31.



Figura 31 - Forma na viga de bordo para aplicação do graute e fechamento do nicho.

4. PECULIARIDADES DO PROJETO DE PROTENSÃO NÃO-ADERENTE

Neste capítulo serão apresentados os critérios e parâmetros de projeto referentes aos estados limites últimos e de serviço que são necessários para o dimensionamento de uma viga protendida. Utilizarei como referência a NBR 6118:2014, que é a que está em vigor, e a literatura existente.

Os assuntos serão ordenados de acordo com a sequência de cálculo usada para as vigas protendidas. Portanto, inicialmente, definem-se o traçado dos cabos e a quantidade de protensão, para que, em seguida, seja feito o dimensionamento do elemento pelo estado limite último (ELU).

Uma vez que na protensão parcial as vigas apresentam suas seções fissuradas já sob o carregamento de serviço, elas devem ser tratadas no estágio II, não levando em conta as partes fissuradas das seções e considerando as armaduras passivas existentes.

Então, as verificações do estado limite de serviço – de deformação excessiva (ELS-DEF) e de abertura de fissuração (ELS-W) – necessitam das armaduras efetivamente existentes no elemento, as quais são definidas na etapa do estado limite último (ELU). Por esse motivo, as verificações de ELS são feitas somente ao fim do processo. [ZANETTE; 2006].

Já para se projetar um elemento de concreto protendido com protensão completa ou limitada, o procedimento de cálculo usual é dimensionar o elemento nos estados limites de serviço (ELS) e, em seguida, verifica-lo nos estados limites últimos (ELU). Pois como na protensão completa não há tensões de tração no elemento em serviço, e na limitada, as tensões de tração respeitam o limite da resistência a tração do concreto, os elementos permanecem não fissurados, de maneira que os cálculos de limites de serviço podem ser feitos no estágio I, e resumem-se a análises elásticas de tensões na seção transversal do concreto.

Ainda, de acordo com ZANETTE apud AALAMI (1990), nos elementos com monocordoalhas engraxadas, o projeto pode ser direcionado para a determinação de uma força final constante de protensão – depois de ocorridas as perdas imediatas e progressivas

4.1. ESCOLHA DO TRAÇADO DOS CABOS

O traçado do cabo pode ser definido a partir do balanceamento de cargas desejado para cada vão 'l'. Onde, o carregamento externo equivalente 'w_b' deve se balancear com a força da protensão 'P', que por sua vez é intensificada com o aumento da excentricidade. De acordo com a fórmula:

$$w_b = \frac{8 \times P \times e}{l^2}$$

Facilmente constata-se que, como a força de protensão é constante ao longo do todo o comprimento dos cabos, e seus vãos são definidos pelos apoios, resta apenas a excentricidade como parâmetro variável.

Ao se estudar o traçado dos cabos de uma viga, tem-se que tomar o cuidado, ainda, para que esses cabos possam ser instalados nos locais definidos de forma que se respeitem os cobrimentos e os espaçamentos com relação às armaduras passivas existentes

4.2. PERDAS DE PROTENSÃO

Sabe-se que as perdas de protensão por encurtamento elástico, por retração e fluência do concreto e por relaxação do aço fazem com que a força na armadura ativa diminua de forma praticamente uniforme ao longo de seu comprimento. (ZANETTE; 2006). Se fossem apenas essas perdas, poderia ser certamente adotada uma força de protensão constante para todo o cabo, mantendo-se, ainda, uma boa precisão nas verificações.

As perdas por atrito e por acomodação das ancoragens, no entanto, não seguem esse mesmo padrão, porque são cumulativas de seção a seção, o que faz com que a força de protensão varie ao longo do cabo, de acordo com a figura a seguir.

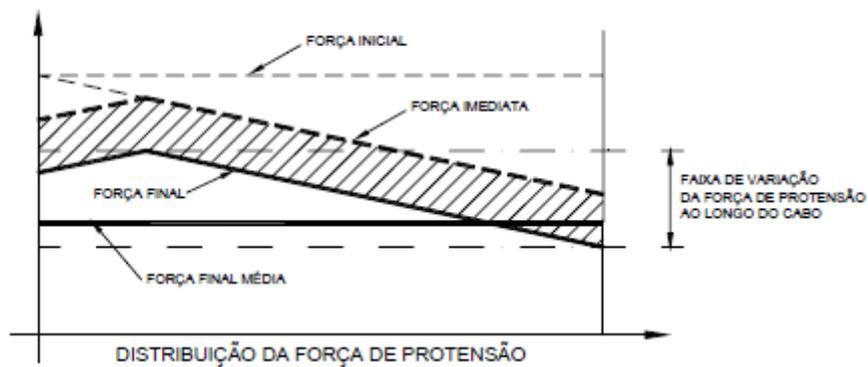


Figura 32 - Distribuição de forças de protensão ao longo do cabo e consideração de uma força final constante. [AALAMI, 1993]

Uma das principais características dos cabos de monocordoalhas de aço engraxadas é seu baixo coeficiente de atrito, isso faz com que as perdas de atrito e, conseqüentemente, a variação da força de protensão ao longo do cabo seja menor em relação a protensão com aderência. Além disso, as perdas por acomodação das ancoragens processam-se no início do cabo a partir da ancoragem ativa, fazendo com que as forças de protensão variem dentro de uma faixa ainda menor.

De acordo com ZANETTE apud AALAMI (1993), a prática mais aceita para edificações tem sido o método da força efetiva, em vez do método da força variável, que é usada para projeto de pontes. A força final média de protensão constante ao longo do cabo é definida como força efetiva desse cabo, respeitando-se as seguintes regras:

1. A força de protensão é assumida constante ao longo de todo o comprimento do cabo;
2. A força efetiva constante juntamente com os momentos locais variáveis são usados para a verificação de tensões ao longo do elemento sob condições de serviço;
3. Para verificação da resistência última, a força efetiva é usada como um valor de entrada no cálculo da tensão no cabo;
4. Limita-se o comprimento do cabo em 36 metros, se tiver apenas uma ancoragem ativa, e em 72 metros se ambas extremidades forem ativas.

De acordo com KELLEY (2000), a prática usual para monocordoalhas de aço CP-190RB, é que os cabos sejam tracionados até o máximo permitido. Na falta de uma estimativa mais apurada, a tensão média ao longo do cabo depois das perdas imediatas é tida como: $0,7 \times f_{pu} = 1300 \text{ MPa}$. Para a tensão final média assume-se, então, o valor de 1205 MPa, o que resulta em uma força de final de protensão de 120 kN para cada cordoalha de 12,7 milímetros de diâmetro.

4.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O exemplo escolhido, extraído da tese de mestrado do ZANETTE (2002), ilustra de maneira bastante clara uma das grandes vantagens do uso da protensão, que é o controle das deformações, além de retratar os parâmetros e etapas importantes para a elaboração de uma projeto de protensão com cordoalhas engraxadas.

Para melhor compreensão, foi escolhida uma estrutura bastante simples, uma viga isostática, biapoiada, com seção transversal retangular, carregamentos típicos de um edifício e um vão relativamente médio para concreto protendido.

A viga escolhida biapoiada tem vão livre $L = 12\text{m}$. E os carregamentos são: cargas permanentes $g = 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ e carga acidental $q = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. O ambiente está inserido numa classificação de agressividade ambiental II, com concreto C30, cobrimento mínimo de $c_{nom} = 3,0 \text{ cm}$ para armaduras passivas e $c_{nom} = 3,5 \text{ cm}$ para armaduras ativas.

Dados: concreto ($f_{ck} = 30\text{MPa}$, $f_{cd} = 21,43\text{MPa}$, $f_{ctm} = 2,90\text{MPa}$ e $E_{cs} = 26.070\text{MPa}$); aço CA50 ($f_{yd} = 435\text{MPa}$ e $E_s = 210.000\text{MPa}$); cordoalha engraxada aço CP190-RB ($\phi = 12,7\text{mm}$, $A_p = 1,014\text{cm}^2$, $P_o = 130\text{kN}$ e $P_\infty = 120\text{kN}$).

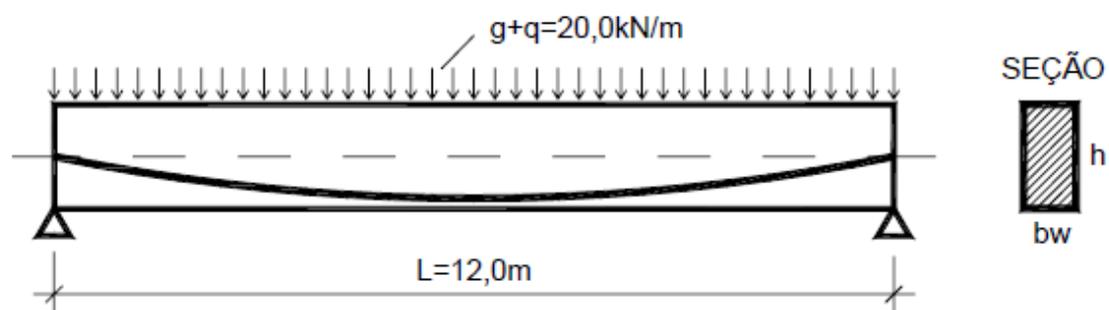


Figura 33 - Viga isostática biapoiada do exemplo de aplicação. [ZANETTE, 2002]

Inicialmente calculam-se os momentos fletores característicos:

- $M_{g,k} = \frac{gL^2}{8} = \frac{15kN}{m} \times \frac{(12,0m)^2}{8} = 270,0 kN \times m;$
- $M_{qk} = 90,0 kN \times m;$
- $M_{g+q,k} = 360 kN \times m.$

4.3.1. VIGA ISOSTÁTICA DE CONCRETO ARMADO

Após algumas tentativas preliminares de dimensionamento, ZANETTE (2002) optou por uma seção transversal com dimensões 20 cm x 85 cm, de maneira que evidenciasse o principal objetivo do exemplo: mostrar que a viga tem suficiente resistência no estado limite último (ELU), porém tem um valor de flecha além do limite admitido pela NBR6118:2014.

Para tal seção tem-se as seguintes propriedades:

- $A_c = 1.700 \text{ cm}^2;$
- $I_c = 1.023.542 \text{ cm}^4;$
- $W = 24.083 \text{ cm}^2.$

4.3.1.1. ELU – FLEXÃO

A partir da combinação dos momentos fletores característicos, obtém-se o momento fletor solicitante de cálculo ($M_{S,d}$) no ELU:

$$M_{S,d} = \gamma_g \cdot M_{g,k} + \gamma_q \cdot M_{q,k} = 1,4 \cdot 270 kN \cdot m + 1,4 \cdot 90 kN \cdot m$$

$$M_{S,d} = 504,0 kN \times m$$

Abaixo, apresenta sucintamente o dimensionamento de concreto armado, considerando apenas a armadura de tração e que a seção atinja o ELU no domínio 3.

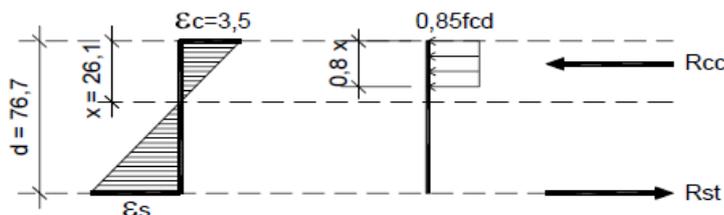


Figura 34 - Distribuição de tensões e deformações da seção de concreto armado no domínio 3 com apenas armadura de tração. [ZANETTE, 2003].

Como a seção cumpre a hipótese de domínio 3, a armadura de tração (A_s) pode ser calculada pelo equilíbrio dos momentos, $\sum M = 0$, na altura da força resultante de compressão no bloco de concreto, no que resulta:

$$A_s = \frac{M_{s,d}}{f_{yd} \times (d - 0,4x)} = 17,5 \text{ cm}^2$$

Considerando as bitolas usuais para armaduras passivas, escolheu-se a seguinte configuração final da seção de concreto armado.

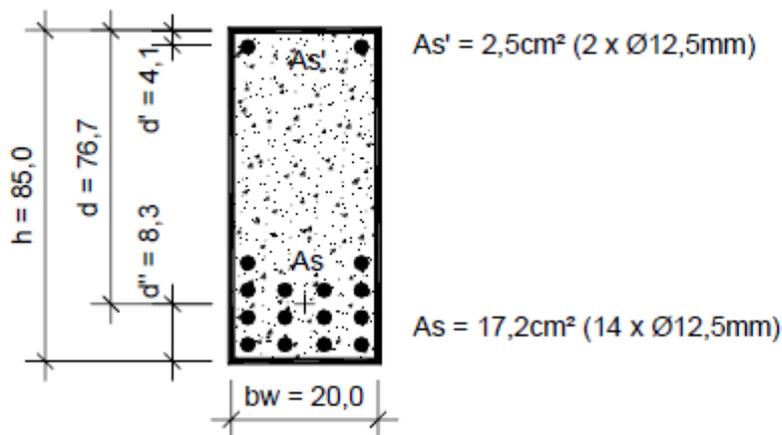


Figura 35 - Seção transversal de concreto armado com armaduras passivas de tração e compressão. [ZANETTE, 2002].

Repetindo-se o procedimento de cálculo para essas novas armaduras e levando em conta suas posições reais, o momento resistente de cálculo dessa nova seção supera o momento solicitante de cálculo, justificando, portanto, sua escolha.

4.3.1.2. ELS-W – ABERTURA DE FISSURAS

A partir da combinação frequente dos momentos fletores característicos, obtém-se o momento fletor de cálculo ($M_{d,ser}$) para o estado limite de abertura de fissuras:

$$M_{d,ser} = M_{g,k} + \Psi_1 * M_{q,k} = 270 \text{ kN.m} + 0,4 * 90 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,ser} = 306,0 \text{ kN.m}$$

O momento de fissuração da seção de concreto armado em estudo é:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} = 104,8 \text{ kN.m}$$

Como o momento de serviço atuante é superior ao momento de fissuração, deve-se proceder à verificação da abertura de fissuras no elemento. Sendo, para concreto armado em ambiente de agressividade ambiental II, o limite de fissuras $w_k = 0,3 \text{ mm}$.

Para essa verificação de abertura de fissuras, devem-se calcular as propriedades geométricas da seção no estágio II considerando entre os módulos de elasticidade $\alpha_e = 15$. De onde encontra-se que para tal situação, a abertura de fissuras é de $w = 0,09 \text{ mm}$.

Concluimos, portanto, que o estado limite de serviço de abertura de fissuras ELS-W é respeitado pois: $w = 0,09 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm} = w_k$.

4.3.1.3. ELS-DEF – FLECHA NO MEIO DO VÃO

A partir da combinação quase permanente dos momentos fletores característicos, obtém-se o momento fletor de cálculo para o estado limite de deformação excessiva e o carregamento total atuante em serviço ($w_{d,ser}$), que são:

$$M_{d,ser} = 297,0 \text{ kN.m}$$

$$w_{d,ser} = 16,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0,165 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Como o momento atuante na viga $M_{d,ser} = 297,0 \text{ kN.m}$ supera o momento de fissuração da seção $M_r = 104,8 \text{ kN.m}$ a flecha imediata (δ_0) da viga deve ser calculada considerando a rigidez equivalente (EI_{eq}) do elemento. Para isso, deve-se calcular o momento de inércia no estágio II, considerando o coeficiente α_e como sendo a relação entre os módulos E_s e E_{cs} .

Daí, calcula-se a flecha imediata elástica em vigas biapoçadas com carregamento uniformemente distribuído com a conhecida fórmula:

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \times \frac{w_{d,ser} \cdot L^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}} = 3,4 \text{ cm}$$

A flecha adicional diferida pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha elástica imediata pelo coeficiente $\alpha_f = 1,35$, para esse caso. Daí, temos que o valor da flecha total, na viga de concreto armado, é dado por:

$$\delta_{\infty} = \delta_0 \cdot (1 + \alpha_f) = 8,0 \text{ cm}$$

Temos, também, que a flecha máxima admitida é dada por:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{1200 \text{ cm}}{250} = 4,8 \text{ cm}$$

Concluimos, portanto, que apesar da viga ter resistência suficiente ao ELU e atender ao limite de abertura de fissuras (ELS-W), a flecha total estimada da viga ficaria em torno de 8,0 cm, tendo o valor de quase o dobro da flecha limite, que é de 4,8 cm calculada de acordo com a NBR6118:2014.

4.3.2. VIGA ISOSTÁTICA PROTENDIDA COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS

Neste item será dimensionada uma viga de concreto protendido com monocordoalhas engraxadas que tenha a mesma seção transversal da viga de concreto armado para que se possa comparar as flechas nos dois casos.

A primeira decisão importante é qual a parcela do carregamento deve ser contrabalançada pelo carregamento equivalente de protensão. Como já foi visto anteriormente, conseguimos resultados mais econômicos quando utilizamos do artifício da protensão parcial, e nesse caso será utilizada uma força de protensão que balanceia em torno de 50% do carregamento permanente.

De acordo com ZANETTE (2002), o que determinou a escolha de 50% do carregamento foi a análise da flecha do meio do vão, pois foram testados vários valores variando de 30% a 100%. Para forças menores que 50%, a flecha do elemento ultrapassa o limite, já para forças maiores, o elemento atende a flecha limite, mas não se fissa em serviço, não se caracterizando, portanto, como protensão parcial.

4.3.2.1. FORÇA DE PROTENSÃO

Definida a seção transversal com dimensões de 20 cm x 85 cm, e uma porcentagem de contrabalaceamento de 50%, tem-se que o carregamento equivalente de protensão que equilibra 50% do carregamento permanente uniformemente distribuído é dado por:

$$w_{p,k} = 0,5 \cdot g = 0,5 \cdot 15,0 \frac{kN}{m} = 7,5 \frac{kN}{m}$$

Para que os cabos de protensão exerçam um carregamento uniformemente distribuído, eles devem possuir um traçado parabólico. Como, neste exemplo, já definimos a seção transversal e temos ideia do detalhamento da armação, conforme figura 35, temos que a excentricidade (e_p) máxima desses cabos é de 31,9 cm, e a força de protensão (P) deve ser:

$$P = \frac{w_p \cdot L^2}{8 \cdot e_p} = 423,2 \text{ kN}$$

Conforme mostrado no item 3.2, adota-se a força de protensão de cada cordoalha engraxa de diâmetro de 12,7 mm como $P_\infty = 120,0 \text{ kN}$, considerando as perdas totais – imediatas e progressivas. Daí, temos:

$$\frac{423,2 \text{ kN}}{120,0 \text{ kN}} = 3,5$$

Portanto, adota-se 3 cordoalhas. Onde teremos:

- $P = 3 \times 120 \text{ kN} = 360,0 \text{ kN}$;
- $A_p = 3 \times 1,014 \text{ cm}^2 = 3,04 \text{ cm}^2$;
- $w_{p,k} = \frac{8 \cdot P \cdot e_p}{L^2} = 6,4 \frac{kN}{m}$, o que representa, aproximadamente 43% do carregamento permanente uniformemente distribuído;
- $M_{p,k} = \frac{w_{p,k} \cdot L^2}{8} = 114,8 \text{ kN} \cdot m$.

4.3.2.2. ELU – VERIFICAÇÃO SIMPLIFICADA DA CAPACIDADE RESISTENTE NO ATO DA PROTENSÃO

De maneira simplificada, pode-se fazer a verificação com as tensões na seção transversal calculados no estágio I, desde que respeitem os limites para tensões de compressão e tração.

Como no instante da transferência da protensão processam-se apenas as perdas imediatas, a força efetiva para cada cordoalha engraxada de 12,7 mm é de $P_0 = 130,0 \text{ kN}$, conforme visto no item 3.2. Assim, o carregamento externo equivalente do ato da protensão é calculado da seguinte maneira:

- $P_0 = 3 \times 130 \text{ kN} = 390 \text{ kN}$;
- $w_{P0,k} = \frac{8 \cdot P_0 \cdot e_p}{L^2} = 6,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

E como se trata de uma viga biapoiada, o momento fletor no meio do vão gerado por esse carregamento uniformemente distribuído é dado por:

- $M_{P0,k} = \frac{w_{P0,k} \cdot L^2}{8} = 124,4 \text{ kN.m}$

Nessa ocasião atua apenas a parte do carregamento permanente, correspondente ao peso próprio da estrutura. Considera-se, então, que essa carga é $g_{1,k} = 12,5 \text{ kN/m}$, sendo o momento fletor característico $M_{g1,k} = \frac{g_{1,k} \cdot L^2}{8} = 225,0 \text{ kN.m}$.

O momento fletor solicitante de cálculo (M_{Sd}) pode ser obtido pela combinação de ações considerando as solicitações ponderadas por $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$. Onde encontramos o valor de $M_{Sd} = 88,2 \text{ kN.m}$.

Então, as tensões atuantes na seção transversal mais solicitada da viga, calculadas no estágio I, são:

- $\sigma_{P0d} = -\frac{\gamma_p \cdot P_0}{A_c} = -\frac{1,1 \cdot 390,0 \text{ kN}}{1700 \text{ cm}^2} = -0,252 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -2,52 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{Md} = \pm \frac{M_{Sd}}{W} = \pm 0,366 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \pm 3,66 \text{ MPa}$;
-

Daí, temos que as tensões nas bordas superior e inferior é dada por:

- $\sigma_{cd,sup} = -2,52 - 3,66 = -6,18 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{cd,inf} = -2,52 + 3,66 = +1,14 \text{ MPa}$.

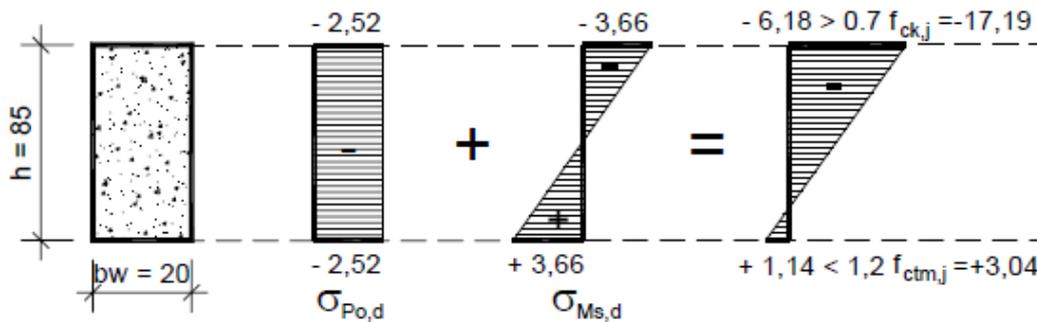


Figura 36 - Distribuição de tensões no ato da protensão com a seção no estágio I. [ZANETTE, 2002].

Como pode ser visto na figura acima, no ato da protensão, a seção está quase totalmente comprimida, e as tensões de tração e compressão estão dentro dos limites da NBR6118:2014.

4.3.2.3. ELU – FLEXÃO

Os momentos isostáticos de protensão não devem ser incluídos nas combinações de ações para o estado de limite último. Assim, o momento fletor solicitante ($M_{S,d}$) é obtido somente pela combinação dos momentos característicos, resultando em $M_{S,d} = 504,0 \text{ kN.m}$.

Estamos tratando com cordoalhas engraxadas, que não possuem aderência com o concreto. Portanto, a tensão (σ_{pd}) atuante no ELU não depende da deformação do concreto em seu entorno, assim, sua determinação pode ser feita a partir de um acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p = 217 \text{ MPa}$, para nosso caso.

Esse acréscimo de tensão é dado a partir da tensão de pré-alongamento da armadura ativa (σ_{pi}). Onde:

- $\sigma_{pi} = \frac{P}{A_p} = \frac{360 \text{ kN}}{3,04 \text{ cm}^2} = 1184 \text{ MPa}$;
- $\sigma_p = \sigma_{pi} + \Delta\sigma_p = 1401 \text{ MPa}$.

Então, a tensão total de cálculo (σ_{Pd}) atuante no aço de protensão no ELU é dado por:

- $$\sigma_{Pd} = \frac{\sigma_p}{\gamma_s} = \frac{1401 \text{ MPa}}{1,15} = 1218 \text{ MPa}$$

Até o momento, já definimos a dimensão da seção transversal e armadura ativa do elemento, restando, ainda, ajustar a quantidade de armaduras passivas (A_s) para que se atinja a capacidade resistente necessária à viga. Para tal, utiliza-se de um processo iterativo, até que o momento resistente ($M_{Rd} = 512,9 \text{ kN.m}$) seja maior que o momento solicitante ($M_{Sd} = 504,0 \text{ kN.m}$).

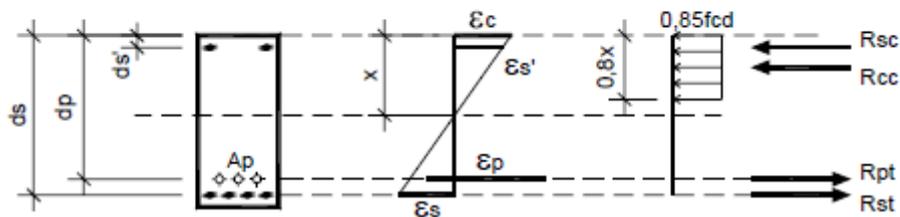


Figura 37 - Distribuição típica de tensões e deformações em seções de concreto protendido com cordoalhas engraxadas no ELU. [ZANETTE, 2002].

Para a seção de dimensão 20 cm x 85 cm, as armaduras passivas escolhidas foram:

- Armadura de tração: 7 x $\emptyset 12,5\text{mm}$, $A_s = 8,60 \text{ cm}^2$;
- Armadura de compressão: 2 x $\emptyset 12,5\text{mm}$, $A'_s = 2,50 \text{ cm}^2$.

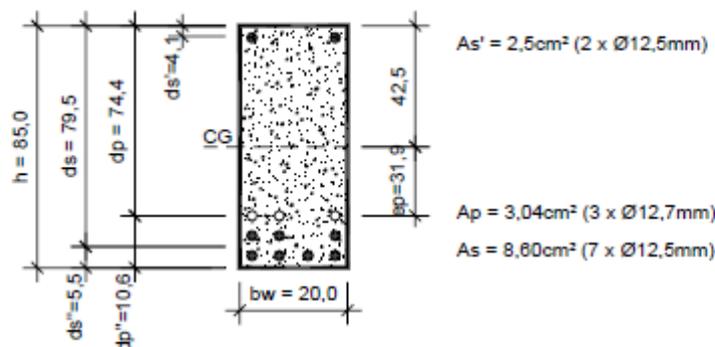


Figura 38 - Seção transversal de concreto protendido com cordoalhas engraxadas. [ZANETTE, 2002].

4.3.2.4. ELS-W – ABERTURA DE FISSURAS

O momento fletor de cálculo ($M_{d,ser}$) para o estado limite de abertura de fissuras é obtido a partir da combinação frequente, que nesse caso é igual a 191,2 kN.m.

O momento de fissuração ($M_{r,p}$) da seção de concreto protendido pode ser determinado pelas seguintes equações:

- $M_0 = \frac{P}{A_c} \cdot W + M_{P,k} = \frac{360 \text{ kN}}{1700 \text{ cm}^2} \cdot 24083 \text{ cm}^3 + 11400 \text{ kNcm} = 165,8 \text{ kN.m};$
- $M_r = M_0 + \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} = 16580 \text{ kNcm} + \frac{1,5 \cdot 0,29 \cdot 1023542 \text{ cm}^4}{42,5 \text{ cm}} = 270,6 \text{ kN.m}.$

Já o momento atuante (M_a) na seção, para a combinação frequente de ações, não considerando os momentos fletores gerados pela protensão que já estão incluídos no cálculo do momento de fissuração, é o seguinte:

- $M_a = M_{g,k} + \varphi_1 \cdot M_{q,k} = 270 \text{ kN.m} + 0,4 \cdot 90 \text{ kN.m} = 306 \text{ kN.m}.$

Como o momento atuante supera o momento de fissuração da seção, deve-se verificar se o nível de fissuração do elemento é compatível com os limites definidos pela norma NBR6118:2014, que é de $w_{adm} = 0,2 \text{ mm}$ para ambientes com classe de agressividade ambiental II.

Para a verificação de abertura de fissuras, devem-se calcular as propriedades geométricas da seção no estágio II, considerando a relação entre os módulos de elasticidade $\alpha_e = 15$.

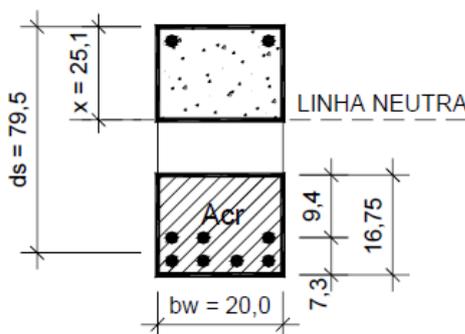


Figura 39 - Determinação da área de concreto de envolvimento na seção de concreto protendido. [ZANETTE, 2002].

Para tal verificação, a tensão (σ_s) no centro de gravidade do conjunto de armadura passivas, para o carregamento de serviço é dado por:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{P_\infty}{A_{II}} + \alpha_e \cdot \frac{M_{d,ser} \cdot (d_s - x_{II})}{I_{II}} = 229 \text{ MPa}$$

E a abertura de fissuras (w) é obtida, então, a partir do menor valor entre as duas expressões a seguir:

- $w_1 = \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{ctm}} = 0,11 \text{ mm};$
- $w_2 = \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) = 0,10 \text{ mm}.$

Como $w_2 = 0,10 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} = w_{adm}$, a viga respeita o ELS-W, de acordo com a norma brasileira NBR6118:2014.

4.3.2.5. ELS – DEFORMAÇÃO

O momento fletor de cálculo ($M_{d,ser}$) para o estado limite de deformação excessiva é obtido a partir da combinação quase-permanente dos momentos fletores característicos, que é de $M_{d,ser} = 182,2 \text{ kN.m}$. Dessa forma, o carregamento atuante em serviço é de $w_{d,ser} = 10,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Já o momento atuante (M_a) na seção, para combinação quase-permanente, não levando em conta os momentos de protensão uma vez que já estão incluídos no cálculo do momento de fissuração, é de $M_a = 297,0 \text{ kN.m}$. Como o momento atuante supera o momento de fissuração, a flecha imediata (δ_0) da viga deve ser calculada considerando a rigidez equivalente (EI_{eq}) do elemento.

Em vigas biapoias com carregamento uniformemente distribuído, a flecha imediata elástica é calculada da seguinte maneira:

- $\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{d,ser} \cdot L^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}} = 1,5 \text{ cm}.$

E, se tratando de viga de concreto protendido, a flecha adicional diferida pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha elástica imediata por $(1 + \varphi)$, onde ' φ ' é o coeficiente de fluência. Considerando uma

umidade de 75%, uma espessura fictícia de aproximadamente 20 cm e o primeiro carregamento aos 20 dias, obtém-se $\varphi = 2,2$. Então, o valor da flecha total é dado por:

- $\delta_{\infty} = \delta_0 \cdot (1 + \varphi) = 1,5 \cdot (1 + 2,2) = 4,8 \text{ cm}$.

Portanto, a viga atende ao estado limite de serviço de deformação excessiva (ELS-DEF), uma vez que a flecha limite para o elemento é de $\delta_{lim} = \frac{L}{250} = 4,8 \text{ cm}$.

4.3.2.6. GRAUS DE PROTENSÃO (k_p e λ_p)

O grau de protensão ' k_p ' avalia uma determinada peça quanto ao aparecimento de tensões de tração na seção transversal ao ser solicitada pelo momento de serviço máximo. Daí, temo que:

$$k_p = \frac{M_0}{M_{g+q,m\acute{a}x}} = \frac{165,8 \text{ kN.m}}{360,0 \text{ kN.m}} = 0,46$$

Já o grau de protensão ' λ_p ' representa a porcentagem do momento último absorvida pela armadura ativa:

$$\lambda_p = \frac{A_p \cdot f_{pyd}}{A_p \cdot f_{pyd} + A_s \cdot f_{yd}} = \frac{3,04 \text{ cm}^2 \cdot 1487 \text{ MPa}}{3,04 \text{ cm}^2 \cdot 1487 \text{ MPa} + 8,60 \text{ cm}^2 \cdot 435 \text{ MPa}} = 0,55$$

4.3.3. CONSIDERAÇÕES DO EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Em termos práticos, pode-se buscar uma solução estrutural para determinada obra da mesma maneiras que foi apresentado nesse exemplo. Ou seja, em uma situação em que é imposto um limite para a altura máxima de uma viga, sem que seja possível um dimensionamento em concreto armado que não ultrapasse a flecha máxima permitida, pode-se solucionar o problema de deformação excessiva, mantendo a seção do concreto, utilizando monocordoalhas engraxadas. (ZANETTE, 2002).

O exemplo abordado nesse capítulo deixa isso bem claro, como pode-se visualizar de uma maneira mais clara na tabela abaixo:

	Concreto armado	Concreto protendido com cordoalhas engraxadas
Dimensão da seção transversal $b_w \times h$	20 cm x 85 cm	
Momento solicitante $M_{S,d}$	504,0 kNm	
Momento resistente $M_{R,d}$	512,5 kNm	512,9 kNm
Momento característico total M_{g+p+q}	360,0 kNm	245,2 kNm ⁽¹⁾
Armadura passiva A_s	17,2 cm ² - 14 x \varnothing 12,5mm	8,6 cm ² - 7 x \varnothing 12,5mm
Armadura ativa A_p	-	3,0 cm ² - 3 x \varnothing 12,7mm
Momento de fissuração M_f	104,8 kNm	270,6 kNm
Tensão na armadura passiva σ_s	268 MPa	229 MPa
Abertura de fissura w	0,09 mm	0,10 mm
Inércia equivalente I_{eq}	505.136 cm ⁴	677.670 cm ⁴
Flecha elástica δ_o	3,4 cm	1,5 cm
Flecha diferida δ_∞	8,0 cm	4,8 cm
Nota(s): 1. Considerando que a protensão exerce um carregamento externo ascendente e, portanto, um momento fletor negativo.		

Tabela 3 - Comparação dos resultados do exemplo de aplicação. [ZANETTE, 2002].

Como podemos observar na tabela acima, a fissuração é praticamente a mesma para ambas as vigas, com valores de ordem 0,10 mm, porque, apesar da viga protendida possuir metade de armadura aderente, os esforços de protensão produzem efeitos que absorvem parte das tensões de tração, combatendo a fissuração.

Já nas verificações de deformação excessiva (ELS-DEF), não se levam em conta as áreas das cordoalhas engraxadas na avaliação da rigidez do elemento, porém os momentos fletores equivalentes e o esforço normal de protensão possuem um efeito que se contrapõem às flechas. Esses efeitos foram considerados no cálculo das inércias equivalentes e se refletem na diminuição da flecha elástica imediata.

De maneira geral, pode-se dizer que há uma menor deformação na viga protendida, principalmente, em razão da menor fissuração da viga protendida, maior inércia equivalente das suas seções transversais e carregamento em serviço aliviado pela protensão.

O cálculo da deformação do elemento pode ser feito tanto no estágio I como no estágio II. A definição por um ou por outro, depende do momento atuante e do momento de fissuração da seção de concreto. Por se tratar de protensão parcial,

geralmente a seção trabalha fissurada. Nesse caso, o cálculo da inércia da seção necessita que a armadura passiva esteja definida e não leva em conta o concreto à tração nem as cordoalhas engraxadas, que são consideradas somente como um carregamento externo equivalente. Com frequência, a deformação da viga é o que define a quantidade de protensão, o que torna o cálculo da viga protendida um processo iterativo.

Ao final do exemplo, calculam-se os graus de protensão ' k_p ' e ' λ_p ' sugeridos em bibliografias técnicas. Os dois índices resultam em valores da ordem de 0,5, indicando que se trata de protensão parcial.

5. ESTUDO DE CASO

A maior parte das ilustrações e das experiências para a elaboração deste trabalho foram de uma obra de um edifício residencial na cidade do Recife durante o ano de 2015, onde foi possível acompanhar diariamente a execução e algumas dificuldades encontradas para a elaboração da protensão.

A obra é situada no bairro da Madalena, consiste na produção de 90 unidades habitacionais unifamiliares de 7.787,40 m² de área privativa em 2.614,26 m² de área de lote. A construção apresenta as unidades distribuídas em 30 andares tipo e 02 vazados.

Ao analisarmos a literatura existente de protensão, encontra-se vários casos do uso da mesma em edifícios-garagem, pelo fato de permitir a obtenção de maiores vãos, possibilitando um maior número de vagas de garagem e áreas para manobra. O curioso no caso de estudo é que é encontrado o uso da protensão apenas nos pavimentos tipo, conforme figura abaixo.

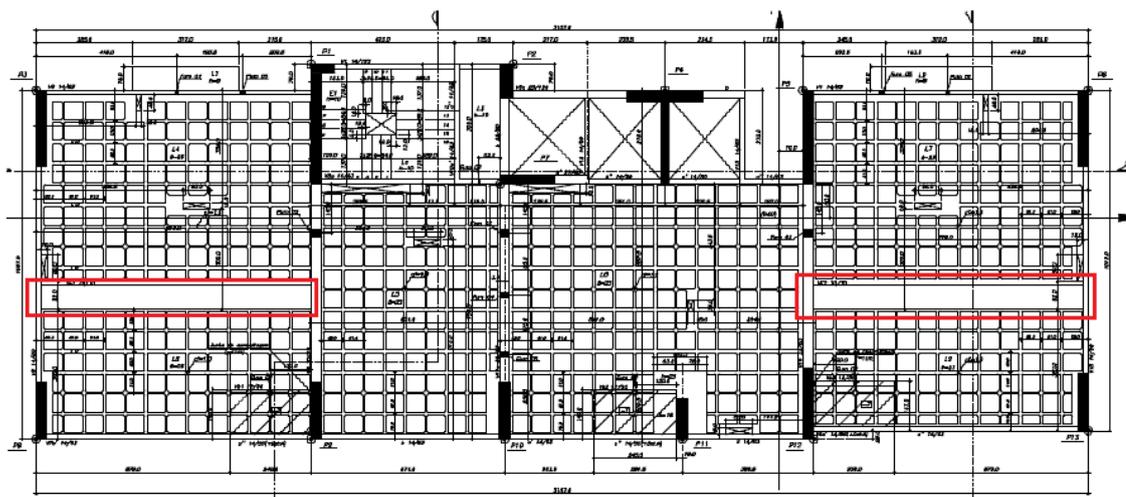


Figura 40 - Projeto estrutural de forma do pavimento tipo do caso de estudo.

Neste projeto, a protensão é utilizada apenas nas peças marcadas de vermelho na figura, que são vigas faixa de dimensão de 30 cm de altura por 70 cm de largura.

O grande objetivo do uso da protensão neste projeto foi o controle das deformações, explicitado no capítulo anterior. Pois, com as dimensões

apresentadas acima, de apenas 30 centímetros de altura, seria inviável ter uma viga utilizando concreto armado apresentando as mesmas deformações.

Esse controle de deformações necessário nos pavimentos tipo, e dispensado nos vazados que são utilizados como edifício-garagem, é explicado pelo fato da presença de uma grande densidade de alvenaria no tipo, onde ficam os apartamentos. Pois, uma grande deformação do sistema laje-viga, poderia acarretar em fissurações na alvenaria.

Já a utilização de uma peça de altura tão pequena se faz necessário para que não haja incompatibilidades com a planta arquitetônica dos apartamentos, onde uma peça de maior altura inviabilizaria um forro de gesso alto contínuo, e teria uma viga no meio do apartamento, destoando de padrões estéticos.

5.1. PROJETO DE ARMAÇÃO DA VIGA

O perfil escolhido para a viga é parabólico, e o projeto utiliza a protensão parcial, onde utiliza-se, também, armaduras passivas, com a intenção de obter resultados mais econômicos.

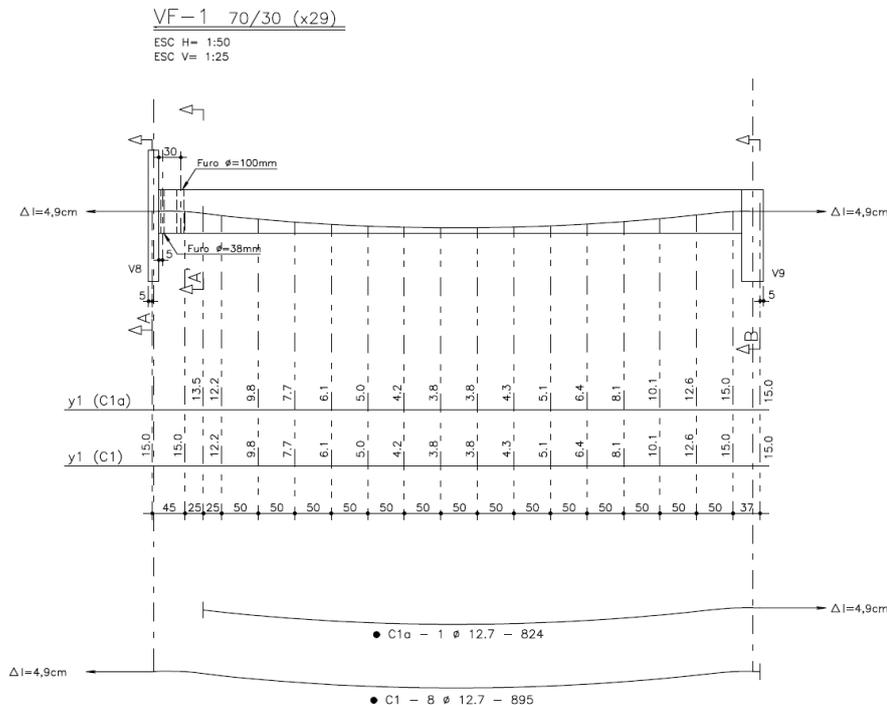


Figura 41 - Perfil da viga com monocordoalhas engraxadas.

Através do perfil, pode-se saber as alturas do perfil do cabo ao longo de toda seção da viga, o alongamento desejado do cabo quando protendido, que é de 4,9 cm, a quantidade e diâmetro das cordoalhas, que são 9 cabos de 12,7 mm, e, também, que há protensão ativa nas duas extremidades da viga.

Apenas com um corte, porém, podemos visualizar qual dos cabos estará com uma ancoragem ativa ou passiva em cada uma das extremidades, como também a distância entre as ancoragens e a existência da ancoragem passiva, conforme figura 42 mostrada abaixo.

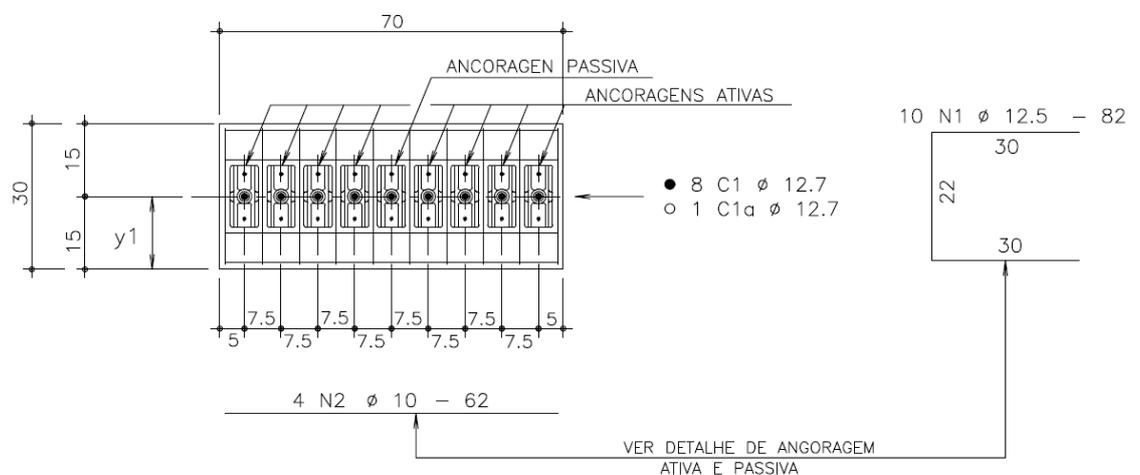


Figura 42 - Corte da viga isostática na seção onde fica as ancoragens.

Esse único cabo com ancoragem passiva na outra extremidade, à primeira vista, pode causar estranheza, pelo fato de termos que fazer a protensão dos dois lados, podendo facilitar fazendo apenas de um. Esse artifício, porém, foi necessário para que o projeto estrutural se compatibilizasse com o projeto de instalações hidráulicas e arquitetônico. Pois, no projeto arquitetônico, há uma bacia sanitária exatamente em cima da viga protendida, conforme figura 43 a seguir.

DET. LOCAÇÃO DOS FUROS

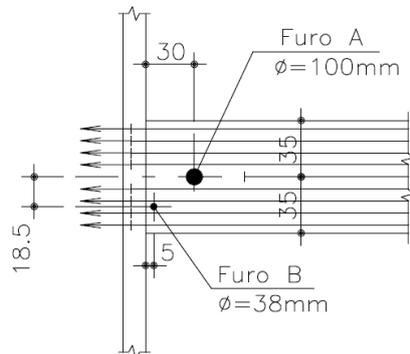


Figura 43 - Detalhe de locação do furo da bacia sanitária.

Todas as informações contidas acima são de fundamentais importância para a montagem das armaduras ativas. Primeiramente, porém, é necessário se fazer a armação das armaduras passivas, que o projetista da obra preferiu colocá-las no mesmo projeto que as outras vigas, que são apenas de concreto armado, para que fosse armada junta, e a armadura ativa entraria em seguida, montada por profissionais capacitados.

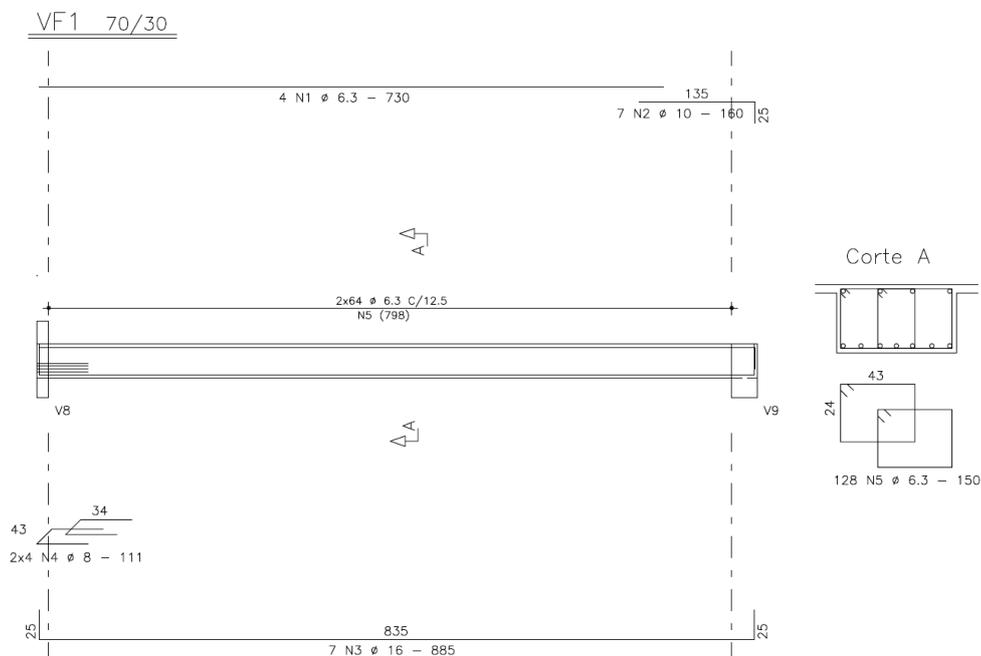


Figura 44 - Projeto de armação das armaduras passivas da viga.

5.2. CONCRETO

O concreto utilizado nas peças protendidas na obra em análise, pelo fato de não serem peças pré-moldadas, foi o mesmo utilizado nas peças que não são protendidas, exigindo assim um concreto de qualidade superior para toda a estrutura da obra.

A obra está submetida à uma agressividade ambiental de classe II – Moderada – pelo fato de estar em uma área urbana sem respingos de maré, e, conforme a tabela da norma 6118:2014 se faz necessário a utilização de um concreto com a relação água/cimento inferior à 0,55 e com resistência característica superior à 30 MPa.

O concreto utilizado, no entanto, apresenta características bem superiores às exigidas, que são: resistência característica de 40 MPa e relação água/cimento de 0,474 L/m³. O cimento utilizado é o CP II E 40, que é o cimento Portland com escória de alto forno.

A utilização de um concreto com qualidades superiores livrou a obra de algumas experiências negativas. Pois, como mencionado anteriormente, a protensão só pode ser executada quando o concreto adquire certa resistência, e a não obtenção dessa resistência impossibilita a protensão, e, conseqüentemente, a retirada do escoramento.

Na obra em questão, foi feito um estudo de caso, onde corpos de prova foram rompidos com 3, 5, 7, 10, 14 e 28 dias de idade, e obteve-se a resistência desejada com apenas 5 dias. A partir daí, então, quando era recebido o relatório da empresa responsável pelo rompimento dos corpos de prova, enviava-se para empresa responsável pela execução da protensão para a liberação do serviço.

Esse pequeno tempo desde a concretagem até a protensão, possibilitou uma grande velocidade na execução da estrutura da obra, onde chegaram a ser concretados 5 pavimentos por mês, com a utilização da bomba hidráulica.

5.3. EXPERIÊNCIA NA OBRA

A utilização da tecnologia de protensão com monocordoalhas engraxadas na obra em estudo obteve os resultados desejado, tanto de controle de deformações e fissuras quanto aos aspectos estéticos. Seu uso, porém, ainda está longe de ser de desejo unânime por todos.

Nenhum profissional da obra em questão tinha experiências prévias com monocordoalhas engraxadas, portanto, apenas sua presença já causa estranheza para alguns. Além disso, alguns conceitos de fundamental importância para entendimento da protensão não são de conhecimentos de todos, o que acarreta em algumas complicações.

Vale lembrar que todas as atividades envolvendo as monocordoalhas eram acompanhadas por um profissional de empresa terceirizada, onde apenas dois serventes eram disponibilizados para ajudar, mas, mesmo assim, o não domínio da técnica por todos já é suficiente para desconfiança.

Por outro lado, o aumento do uso faz com que haja um maior número de profissionais habilitados para lidar com os obstáculos da protensão na obra, e, diante das vantagens trazidas pela técnica, podemos supor que a protensão com monocordoalhas engraxadas ainda será muito mais explorado.

6. CONCLUSÃO

Nota-se que há uma tendência para obtenção de vãos cada vez maiores, principalmente, em edifícios garagem onde a existência de pilares acarreta em uma perda de área de manobra e garagem. Além dos grandes vãos, as alturas dos pavimentos são limitadas pelas alturas das vigas, comumente, de concreto armado, sendo assim, se torna desejável uma redução na altura da viga.

Para os dois casos acima, a protensão é uma solução bastante indicada, visto que, observa-se um melhor controle das deformações das peças estruturais protendidas, além de garantir um melhor gerenciamento das cargas, através do efeito transversal aprendido neste trabalho.

Após explorar todos os aspectos abordados neste trabalho, percebemos que o assunto não é tão complexo como se pode imaginar, e um pequeno grau de conhecimento já é suficiente para que evite-se complicações durante a execução da técnica no canteiro de obra.

Pode-se afirmar, ainda, que o conhecimento da tecnologia se torna cada vez mais essencial para o engenheiro, visto que as vantagens obtidas pela protensão com monocordoalhas engraxadas estão longe de ser integralmente exploradas. E, o sucesso obtido em algumas obras na região aumenta, ainda mais, o interesse na tecnologia.

Portanto, este trabalho foi de fundamental importância para minha formação profissional, transformando-me em um profissional habilitado, ou pelo menos bem informado, a respeito de uma tecnologia que tem tudo para se tornar ordinária nos canteiros de obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] POST TENSIONING INSTITUTE. **Post-tensioning manual**, 6th edition. Phoenix, AZ, USA. 2006.

[2] FIB. **Post-tensioning in buildings**, bulletin 31. Stuttgart: Sprint-Digital-Druck, 2005.

[3] ZANETTE, Diogo. **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordalhas engraxadas**. Florianópolis, Santa Catarina. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil. 2006.

[4] CAUDURO, Eugenio. **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas**, 2^a Edição. Patrocínio: Belgo Bekaert Arames S.A.

[5] EMERICK, Alexandre. **Projeto e Execução de lajes protendidas**. Brasília, 2002. Não publicado.

[6] ABNT. **NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil. 2013.

[7] HANAI, João. **Fundamentos de Concreto Protendido**. São Carlos, São Paulo. 2005. Departamento de Engenharia de Estruturas, USP.

[8] VERÍSSIMO, Gustavo. CÉSAR JR., Kléos. **Concreto Protendido – Fundamentos Básicos**, 4^a Edição. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. 1998.

[9] GOMES JR., HUMBERTO. **Vigas Protendidas – Estudo da norma e Modelagem com auxílio de programa de análise comercial**. Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2009.

APÊNDICE A – RELATÓRIO DE PROTENSÃO

RELATÓRIO DE PROTENSÃO

Obra:
 Cliente:
 Calculista:
 Pavimento: 17º TETO
 Responsável: VINÍCIUS BARBOZA
 Aço: CP RB 190 12,7 MM

1ª Protensão:	Dados do macaco:	ÁREA 39,40 CM² FORÇA 15000 KGF	Pressão Máx.:	389 BAR	Técnico:	ANDERSON
	Data:	20/08/2015	Macaco:	408	Bomba:	332

Peça	Cabo	Comp. Cabo (m)	AL. Teórico (cm)	AL. Real (cm)	Desvio (%)	Situação
VIGAHORIZONTAL						
VF-1	C1-1	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-2	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-3	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-4	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-5	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-6	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-7	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-8	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-1	C1-9	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-2	C2-1	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-2	C2-2	8,45	4,90	5,30	8,2	OK
VF-2	C2-3	8,45	4,90	5,30	8,2	OK