



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E
TERRITÓRIO (ILATIT)**

ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

**LAJE EM CONCRETO PROTENDIDO:
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO**

GABRIELA GONÇALVES DE SOUSA

Foz do Iguaçu
2025

**LAJE EM CONCRETO PROTENDIDO:
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO**

GABRIELA GONÇALVES DE SOUSA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Junges

Foz do Iguaçu
2025

GABRIELA GONÇALVES DE SOUSA

**LAJE EM CONCRETO PROTENDIDO:
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Prof. Dr. Paulo Junges
UNILA

Prof. Dr. Aref Kalilo Lima Kzam
UNILA

Prof. Dr. André Jacomel Torii
UNILA

Foz do Iguaçu, 14 de março de 2025.

Aos meus pais, que dedicaram a vida para
criar e formar os três filhos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, que foi quem me fortaleceu e guiou para chegar até aqui.

Agradeço aos meus pais, que me ensinaram a importância do estudo e são meu exemplo de força, determinação e resiliência. Muito obrigada por terem sonhado esse sonho junto comigo, acreditado, apoiado e não medido esforços para que eu pudesse realizá-lo. Foi, e é, tudo por vocês.

Aos meus irmãos, que são um presente na minha vida, minha inspiração e apoio.

Ao meu amigo Paulo Ricardo, que foi minha força e coragem quando eu não acreditei que conseguiria.

Agradeço a Kamila Lovera, Dahiana Mereles e sua família por terem me acolhido, me ajudado e apoiado em uma cidade totalmente desconhecida para mim. Que sorte a minha ter encontrado vocês.

Às minhas companheiras da universidade, Hellen e Laura, que foram minhas parceiras durante a graduação. Essa jornada jamais teria sido a mesma sem vocês, serei eternamente grata por tudo que vivemos e aprendemos juntas.

Agradeço a todas as pessoas que me ajudaram e contribuíram de alguma forma com a minha formação dentro e fora da universidade, em especial a Rhayne, Felipe, Antonio, Isabella e Aline, vocês complementaram essa jornada.

Ao meu orientador, Dr. Paulo Junges, por ter acreditado em mim e neste trabalho, por sempre ser tão gentil em transmitir seus conhecimentos, ensinar com tanta maestria e não medir esforços para isso. Obrigada por tanto professor.

Agradeço a TQS Informática Ltda. por ter fornecido a licença do software CAD/TQS e à Átria Engenharia por ter cedido o projeto arquitetônico. A colaboração de ambos permitiu o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os meus professores, que, em meio a todos os desafios que é trabalhar com educação, optaram por esse caminho e buscaram formar pessoas melhores dentro e fora da sala de aula. Agradeço especialmente aos professores da banca avaliadora, Dr. André Torii e Dr. Aref Kzan, por todas as considerações feitas para melhoria deste trabalho.

Por fim, a todos os professores que tive na UNILA, por todo conhecimento transmitido para me tornar uma profissional. Espero honrar o trabalho de vocês. Obrigada!

As dificuldades reais podem ser superadas; são apenas as imaginárias que são intransponíveis.

— Theodore Vail.

RESUMO

O concreto protendido tem sido cada vez mais utilizado em edifícios no Brasil, expandindo-se além de seu uso tradicional em infraestrutura e pré-fabricados. Sua capacidade de vencer grandes vãos, reduzir ou eliminar a fissuração e agilizar a desforma, o torna uma alternativa eficiente para projetos que demandam flexibilidade arquitetônica e otimização estrutural. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo dimensionar a laje de um pavimento composto por oito apartamentos de um edifício residencial, localizado em Foz do Iguaçu – PR, em concreto protendido, garantindo a viabilidade estrutural sem interferência de vigas e pilares nos ambientes internos. Para isso, utilizou-se o *software* CAD/TQS, que permitiu a análise dos esforços atuantes, o dimensionamento das armaduras ativa e passiva, a verificação dos Estados Limites Último e de Serviço, a estimativa das perdas de protensão e detalhamento do projeto. Como resultado, obteve-se uma laje com espessura de 24 centímetros e vãos de até 8,7 metros, sem ocorrência de fissuração e atendendo aos critérios normativos da NBR 6118 (ABNT, 2023). A eliminação de vigas e pilares dentro dos apartamentos proporcionou maior flexibilidade no uso dos espaços, favorecendo a estética e a funcionalidade do projeto. Além disso, a metodologia adotada possibilitou uma abordagem otimizada do sistema estrutural, contribuindo com a análise e eficiência no processo de projeto. Dessa forma, este trabalho demonstrou os benefícios do uso de laje protendida em edificações residenciais e a importância da integração entre tecnologia e conhecimento técnico no desenvolvimento de projetos estruturais.

Palavras-chave: protensão; dimensionamento; projeto; laje lisa; TQS.

RESUMEN

El hormigón pretensado se ha utilizado cada vez más en edificios en Brasil, expandiéndose más allá de su uso tradicional en infraestructuras y prefabricados. Su capacidad para salvar grandes luces, reducir o eliminar la fisuración y agilizar el desencofrado lo convierte en una alternativa eficiente para proyectos que requieren flexibilidad arquitectónica y optimización estructural. En este contexto, este trabajo tiene como objetivo dimensionar la losa de un piso compuesto por ocho apartamentos de un edificio residencial, ubicado en Foz do Iguaçu – PR, en hormigón pretensado, garantizando la viabilidad estructural sin la interferencia de vigas y pilares en los espacios interiores. Para ello, se utilizó el *software* TQS, que permitió el análisis de los esfuerzos actuantes, el dimensionamiento de las armaduras activa y pasiva, la verificación de los Estados Límite Último y de Servicio, la estimación de las pérdidas de pretensado y la elaboración del detalle del proyecto. Como resultado, se obtuvo una losa con un espesor de 24 centímetros y luces de hasta 8,7 metros, sin la aparición de fisuración y cumpliendo con los criterios normativos de la NBR 6118 (ABNT, 2023). La eliminación de vigas y pilares dentro de los apartamentos proporcionó una mayor flexibilidad en el uso de los espacios, favoreciendo la estética y la funcionalidad del proyecto. Además, la metodología adoptada permitió un enfoque optimizado del sistema estructural, contribuyendo al análisis y a la eficiencia en el proceso de diseño. De esta manera, este trabajo demostró los beneficios del uso de losas pretensadas en edificaciones residenciales y la importancia de la integración entre tecnología y conocimiento técnico en el desarrollo de proyectos estructurales.

Palabras clave: protensión; dimensionamiento; proyecto; losa lisa; TQS.

ABSTRACT

Post-tensioned concrete has been increasingly used in buildings in Brazil, expanding beyond its traditional applications in infrastructure and prefabricated structures. Its ability to span large distances, reduce or eliminate cracking, and accelerate formwork removal makes it an efficient alternative for projects that require architectural flexibility and structural optimization. In this context, this study aims to design the slab of a floor comprising eight apartments in a residential building located in Foz do Iguaçu – PR, using post-tensioned concrete to ensure structural viability without interference from beams and columns in the interior spaces. For this purpose, the CAD/TQS software was used to analyze the acting loads, design both the active and passive reinforcements, verify the Ultimate and Service Limit States, estimate prestressing losses, and detail the project. As a result, a slab with a thickness of 24 centimeters and spans of up to 8.7 meters was achieved, free from cracking and in compliance with the normative criteria of NBR 6118 (ABNT, 2023). The elimination of beams and columns within the apartments provided greater flexibility in space usage, enhancing both the aesthetics and functionality of the design. Moreover, the adopted methodology enabled an optimized approach to the structural system, contributing to a more efficient and thorough design process. Thus, this study demonstrated the benefits of using post-tensioned slabs in residential buildings and highlighted the importance of integrating technology with technical expertise in the development of structural design projects.

Key words: prestressing; design; project; flat slab; TQS.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Relação entre espessura e vão livre para diferentes tipos de lajes.....	12
Figura 2 – Tensões atuantes no concreto protendido – protensão completa.	15
Figura 3 – Viga de concreto simples, armado e protendido, submetidas a um carregamento F.	15
Figura 4 – Estado limite de descompressão parcial.....	19
Figura 5 – Atrito entre armadura de protensão e bainha em trajetória curva.	22
Figura 6 – Sistema de ancoragem cordoalha engraxada.	23
Figura 7 – Detalhe placa de ancoragem padrão americano.	23
Figura 8 – Laje lisa.....	28
Figura 9 – Disposição de cabos em faixa externa de apoio.....	29
Figura 10 – Alternativas de distribuições dos cabos em planta.....	31
Figura 11 – Alternativas de direção dos cabos concentrados.	32
Figura 12 – Fluxograma roteiro de projeto descrito por Carvalho (2012).	36
Figura 13 – Seção transversal da laje em um apoio intermediário com protensão.	38
Figura 14 – Verificação do ELU na flexão.	39
Figura 15 – Fluxograma CAD/Lajes Protendidas.	41
Figura 16 – Exemplo de traçado de uma RPU dentro do TQS.	43
Figura 17 – Exemplo de traçado de uma RTE dentro do TQS.	44
Figura 18 – Exemplo de ângulo de transferência de esforços da RTE.	44
Figura 19 – Planta arquitetônica.....	46
Figura 20 – Planta de formas da laje.	47
Figura 21 – Posicionamento das RPUs para cabos concentrados	53
Figura 22 – Posicionamento das RPUs para cabos distribuídos.	54
Figura 23 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 1.	55
Figura 24 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 2.	55
Figura 25 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 3.	56
Figura 26 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 4.	56
Figura 27 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 5.	56
Figura 28 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 6.	57
Figura 29 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 7.	57
Figura 30 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 8.	57
Figura 31 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 9.	58

Figura 32 – Limites de tensão na combinação quase permanente da RPU 1.....	59
Figura 33 – Limites de tensão na combinação frequente da RPU 1.....	60
Figura 34 – Limite de abertura de fissuras da RPU 1.....	60
Figura 35 – Limites de tensão no ato da protensão da RPU 1.....	61
Figura 36 – Área de armadura passiva por metro da RPU.....	62
Figura 37 – Armadura de punção pilar P8.....	63
Figura 38 – Detalhes armadura de fretagem da ancoragem ativa.	63
Figura 39 – Detalhes armadura de fretagem da ancoragem passiva.	64
Figura 40 – Deslocamentos verticais geradas pelo peso próprio da laje.....	65
Figura 41 – Deslocamentos verticais geradas pela força de alívio de protensão.	66
Figura 42 – Deslocamentos verticais geradas pela combinação peso próprio e força de alívio.	66
Figura 43 – Máximo deslocamento vertical da laje.....	67
Figura 44 – Deslocamentos verticais para laje com 24cm em concreto armado, na combinação frequente.....	69
Figura 45 – Deslocamentos verticais para laje com 30cm em concreto armado, na combinação frequente.....	69
Figura 46 – Detalhes do cabo em planta.	71
Figura 47 – Detalhamento dos cabos da RPU 7.....	12
Figura 48 – Detalhamento do desvio dos cabos.	74
Figura 49 – Detalhamento das ancoragens, em corte.....	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Níveis de Protensão.....	17
Tabela 2 – Perdas de protensão e ocorrência.	21
Tabela 3 – Valores nominais da retração livre por secagem $\epsilon_{cd, 0}$ (em %).	27
Tabela 4 – Valores de kh	27
Tabela 5 – Classes de agressividade ambiental (CAA).	33
Tabela 6 – Correspondência entre CAA e qualidade do concreto.	34
Tabela 7 – Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{mm}$	34
Tabela 8 – Relação vão/espessura para seções típicas de lajes protendidas.	35
Tabela 9 – Limites para deslocamentos.	39
Tabela 10 – Dados do Projeto, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023).	48
Tabela 11 – Dados da cordoalha engraxada.	49
Tabela 12 - Cargas permanentes de acabamento.	50
Tabela 13 - Cargas permanentes de alvenaria.	50
Tabela 14 - Cargas variáveis conforme NBR 6120 (ABNT, 2019).	51
Tabela 15 - Força de protensão ao decorrer do tempo.	64
Tabela 16 – Consumo de materiais.	67
Tabela 17 – Total de cordoalhas por RPU.	68
Tabela 18 – Consumo de materiais para laje em concreto armado e espessura de 30cm.	70
Tabela 19 – Quantitativo de protensão para os cabos concentrados.	72
Tabela 20 – Resumo do quantitativo para os cabos concentrados.	72

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA	13
1.2 OBJETIVO	13
1.2.1 Objetivo Geral	13
1.2.2 Objetivos Específicos	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A PROTENSÃO	15
2.1.1 Protensão quanto à aderência	16
2.1.2 Protensão quanto à intensidade.....	16
2.2 ESTADOS LIMITES.....	17
2.2.1 Estado Limite Último (ELU).....	17
2.2.2 Estado Limite de Serviço (ELS).....	19
2.3 PERDAS DE PROTENSÃO	20
2.3.1 Perdas Imediatas	21
2.3.2 Perdas Progressivas	24
2.4 LAJES LISAS PROTENDIDAS.....	28
2.4.1 Detalhamento.....	29
2.4.2 Disposição dos Cabos em Planta.....	30
2.4.3 Direção dos cabos concentrados.....	31
3 MÉTODO	33
3.1 CRITÉRIOS DE PROJETO	33
3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE	34
3.3 MÉTODO DE ANÁLISE	35
3.4 ROTEIRO DE PROJETO	35
3.5 SOFTWARE DE DIMENSIONAMENTO	39
3.5.1 Modelagem Global do Edifício	42
3.5.2 Região de Protensão Uniforme (RPU) e Região de Transferência de Esforços (RTE)	43
3.6 ESTUDO DE CASO	45
3.6.1 Projeto Arquitetônico.....	45

3.6.2 Planta de formas	47
3.6.3 Dados do projeto.....	48
3.6.4 Espessura da laje.....	49
3.6.5 Ações	49
4 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO	52
4.1 TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS	52
4.2 POSICIONAMENTO DOS CABOS	52
4.3 DIAGRAMA DE MOMENTO E PERFIL DOS CABOS	54
4.4 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES	58
4.4.1 Limites de tensões para combinação quase permanente – ELS	58
4.4.2 Limite de tensões para a combinação frequente – ELS.....	59
4.4.3 Limite de tensões para o ato da protensão – ELU	61
4.5 ARMADURA PASSIVA	62
4.6 ARMADURA DE PUNÇÃO E FRETAGEM.....	62
4.7 PERDAS DE PROTENSÃO	64
4.8 FLECHAS	65
4.9 RESULTADOS.....	67
4.10 ANÁLISE COMPARATIVA	68
5 DETALHAMENTO.....	71
6 CONCLUSÃO.....	76
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78
Anexo	80
Apêndices	81

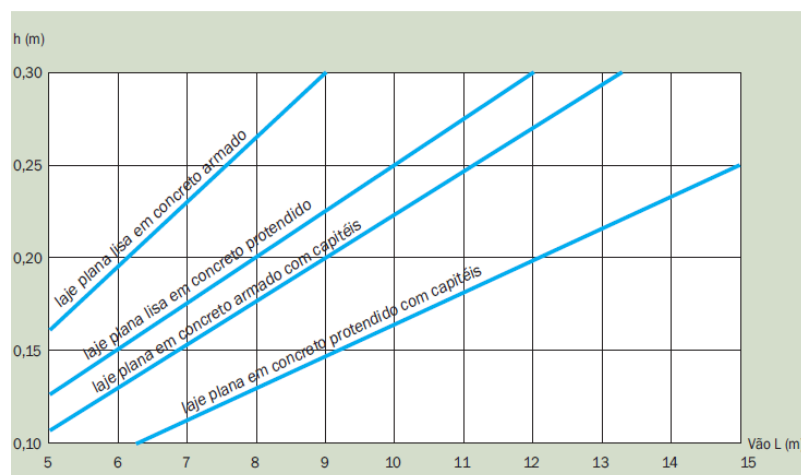
1 INTRODUÇÃO

A primeira patente registrada de concreto protendido ocorreu em 1886. No entanto, devido à baixa resistência dos aços utilizados, a tensão aplicada no cabo era significativamente reduzida devido as perdas de protensão. O seu desenvolvimento deslanchou apenas na década de 30, com as pesquisas de Eugène Freyssinet a respeito das perdas de protensão, uso de aço de alta resistência e aplicação de maiores alongamentos, além de desenvolver o sistema de ancoragem com cunhas cônicas utilizadas até hoje (BASTOS, 2021).

O uso do concreto protendido aumentou de escala com a criação da protensão não aderente com cordoalhas engraxadas, ocorrendo a primeira construção em meados de 1956-57, nos E.U.A, e que só chegou ao Brasil em 1997 (ALMEIDA, 2002). Desde então, o mercado nacional teve seu crescimento alavancado e o emprego de concreto protendido, que anteriormente era concentrado em indústria de pré-fabricados e infraestrutura, começou a ser utilizado também em edificações residenciais e comerciais (CAUDURO; GARCIA, 2015).

Nas estruturas protendidas são usados aços de elevada resistência, e por estarem sujeitos a um estado prévio de tensões, é possível diminuir ou anular as tensões de tração no concreto, o que reduz consideravelmente ou até elimina a sua fissuração (CARVALHO, 2012). Devido a isso, Bastos (2021) destaca que vigas e lajes podem ser projetadas com uma redução de espessura de 65 a 80%, possibilitando vencer grandes vãos de maneira mais econômica, além de otimizar o espaço dos ambientes e diminuir o tempo de desforma da estrutura. É possível observar isso no gráfico da **Figura 1**, no qual a laje plana lisa em concreto protendido apresenta um grande ganho em relação a espessura comparado a de concreto armado.

Figura 1 - Relação entre espessura e vão livre para diferentes tipos de lajes.



Fonte: Schmid, 2009.

Em virtude das características desse tipo de construção, Cauduro e Garcia (2015) afirmam que houve um grande esforço para o treinamento de engenheiros calculistas, afim de projetar edificações com esse tipo de estrutura no país. Contudo, com o uso de programas computacionais está se tornando mais rápido e fácil o desenvolvimento e análise de tais projetos. Com isso, o presente trabalho aborda o dimensionamento de uma laje protendida a partir do projeto real de um edifício, cedido pela construtora Átria Engenharia, com auxílio do *software* de dimensionamento estrutural CAD/TQS (V23), buscando minimizar a interferência na arquitetura e analisar a viabilidade da escolha desse método construtivo em detrimento ao concreto armado.

1.1 JUSTIFICATIVA

O mercado brasileiro de concreto protendido com cordoalhas engraxadas tem crescido a uma taxa de 5 a 10% ao ano (CAUDURO; GARCIA, 2015). No entanto, apesar desse avanço, ainda existe um considerável atraso em comparação com o restante do mundo, em que o método começou a ser usado 40 anos antes. Portanto, análises que avaliem suas vantagens e desvantagens, sua viabilidade econômica, e descrevem métodos para o desenvolvimento de projetos estruturais, incluindo o uso de programas computacionais amplamente difundidos no mercado brasileiro, tais como o CAD/TQS, podem incentivar a capacitação de mais profissionais nessa área, impulsionando o crescimento do mercado.

1.2 OBJETIVO

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar e dimensionar a laje do pavimento de um edifício residencial em concreto protendido, buscando minimizar interferências no projeto arquitetônico, garantindo a viabilidade técnica e o atendimento aos critérios normativos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Estudar os critérios normativos e estruturais relacionados ao dimensionamento de lajes protendidas, com base na NBR 6118 (ABNT, 2023);
- b) Desenvolver o projeto estrutural de uma laje protendida, considerando os esforços

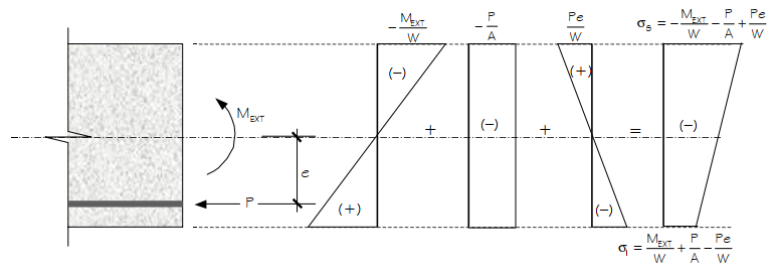
- atuantes, disposição dos cabos, quantidade de armadura e perdas de protensão;
- c) Avaliar o desempenho estrutural da laje projetada, verificando a viabilidade técnica em relação a resistência, deformações e controle de fissuração;
 - d) Comparar o consumo de materiais e o deslocamento vertical da laje protendida com os resultados obtidos com a laje em concreto armado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A PROTENSÃO

O uso da protensão no concreto consiste em introduzir tensões internas de compressão de modo a anular ou minimizar as tensões de tração resultantes do carregamento, conforme apresentado na **Figura 2**. A determinação dessa compensação depende da intensidade da protensão aplicada. Com essa técnica, é possível eliminar a formação de fissuras ou, pelo menos, controlar sua abertura, garantindo maior durabilidade e desempenho estrutural (BASTOS, 2021).

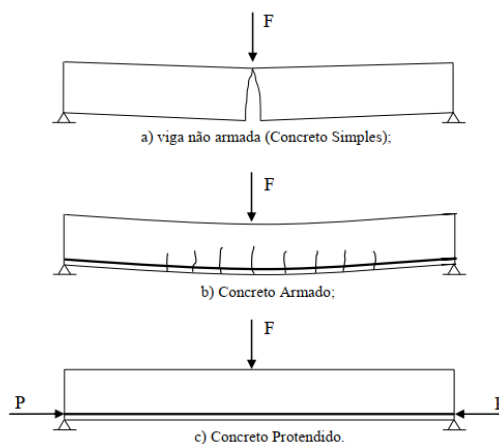
Figura 2 – Tensões atuantes no concreto protendido – protensão completa.



Fonte: Emerick, 2002.

Para isso, uma força de protensão excêntrica (P) é aplicada em um cabo de aço de alta resistência, o que gera a compressão da peça estrutural. Esse processo equilibra as tensões de tração causadas pelo carregamento externo (F), prevenindo o surgimento de fissuras e reduzindo a flecha da estrutura, conforme o exemplo da **Figura 3** (BASTOS, 2021).

Figura 3 – Viga de concreto simples, armado e protendido, submetidas a um carregamento F .



Fonte: Bastos, 2021.

A protensão é classificada de duas formas: quanto à aderência e quanto à intensidade. Essa distinção é essencial, pois a escolha entre aço com aderência ou não influencia a distribuição dos esforços e, conseqüentemente, os cálculos. Já a intensidade da protensão está relacionada ao local de execução da estrutura, determinando se será necessária uma maior ou menor força de protensão.

2.1.1 Protensão quanto à aderência

De acordo com os itens 3.1.7 ao 3.1.9 da NBR 6118 (ABNT, 2023), a classificação conforme a aderência entre o concreto e o aço de protensão são: pré-tração; pós-tração aderente, e; pós-tração não aderente.

No concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial), ocorre o pré-alongamento da armadura ativa, utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural. Esse alongamento acontece antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto. Nesse caso, a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência.

Já no concreto com armadura ativa pós-tracionada (protensão com aderência posterior), utiliza-se bainhas para passagem dos cabos de armadura ativa e o pré-alongamento é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural. Dessa forma, a aderência com o concreto é criada posteriormente, de modo permanente, por meio da injeção de nata de cimento no interior das bainhas.

Por fim, no concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência), o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados (ancoragem).

2.1.2 Protensão quanto à intensidade

A classificação da protensão quanto à intensidade está relacionada com a durabilidade das peças devido ao risco de corrosão. Assim, precauções devem ser tomadas em relação ao Estado Limite de Serviço referente a fissuração (CARVALHO, 2012).

A classificação é separada em três níveis de protensão: completa, limitada e parcial. A

escolha entre elas é feita de acordo com a classe de agressividade ambiental (CAA), conforme estabelecido na **Tabela 1** (ABNT, 2023).

Tabela 1 – Níveis de Protensão.

Tipo de concreto estrutural	Tipo de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA)	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	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I e CAA II		
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração	CAA I e CAA II	ELS-F	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração	CAA I a CAA IV	ELS-F	Combinação rara
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D	Combinação frequente

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

Observa-se que, para ambientes menos agressivos (CAA I e II), pode-se utilizar protensão parcial, ou seja, é permitido fissuração na peça, desde que a abertura da fissura não ultrapasse 0,2mm na combinação frequente. Conforme aumenta a agressividade do meio, maior é o rigor do ELS, devendo ser verificado até em combinações mais críticas.

2.2 ESTADOS LIMITES

2.2.1 Estado Limite Último (ELU)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), o ELU está relacionado com a segurança da

estrutura, e as seguintes verificações devem ser feitas para evitar colapso estrutural:

- Perda de equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Provocado por solicitações dinâmicas;
- Provocado por colapso progressivo;
- Provocado pela protensão no ato da transferência da força à seção de concreto;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando ações sísmicas.

No que diz respeito a estruturas protendidas, as considerações do ELU apresentam particularidades específicas. Durante o ato da protensão, a NBR 6118 (ABNT, 2023) admite uma verificação simplificada, na qual a segurança da estrutura é verificada no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que satisfaça algumas condições, sendo elas:

- A tensão máxima de compressão na seção do concreto ($\sigma_{c,m\acute{a}x}$), obtida através das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$ não pode ultrapassar os valores

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0,7f_{ck,j} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (01)$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0,7 \left[1,0 - \frac{f_{ck,j} - 50}{200} \right] f_{ck,j} \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (02)$$

- A tensão máxima de tração do concreto ($\sigma_{t,m\acute{a}x}$) é limitada em

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 1,2f_{ctm} \quad (03)$$

Com,

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck,j})^{\frac{2}{3}}.$$

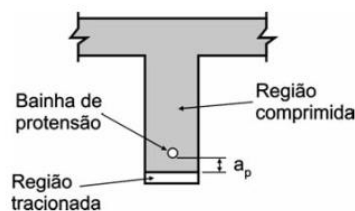
- Quando houver tensões de tração nas seções transversais, deve haver armadura de tração calculada no estágio II.

2.2.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), os ELS são condições que, por sua ocorrência, repetição ou duração, podem comprometer o conforto do usuário, sua utilização normal ou a durabilidade da estrutura. Cholfé e Bonilha (2015) lista as definições dos estados limites de serviço:

- Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F): Corresponde ao início da formação de fissura no concreto, que ocorre quando tensão de tração na seção ultrapassada o valor da resistência a tração do concreto ($f_{ctk,f}$);
- Estado Limite de Abertura de Fissura (ELS-W): Estado em que a abertura de fissuras atinge o valor característico máximo especificado (w_k);
- Estado Limite de Deformação excessiva (ELS-DEF): Refere-se ao momento que as deformações atingem os limites estabelecidos em norma, e pode afetar a funcionalidade ou o conforto;
- Estado Limite de Descompressão (ELS-D): Ocorre quando a tensão normal é nula em um ou mais pontos da seção transversal, não havendo tensão de tração no restante da seção;
- Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP): Estado no qual é garantido a compressão da região das armaduras ativas, devendo ser estendido até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha, como na **Figura 4**.

Figura 4 – Estado limite de descompressão parcial.



Fonte: Hanai, 2005.

Tensões excessivas de compressão podem causar fissuras longitudinais e grandes perdas de protensão devido à fluência. Devido a isso, a NBR 6118 (ABNT, 2023) limita para protensão completa (nível 3) e protensão limitada (nível 2). Por essa exigência, as tensões de compressão no concreto em serviço (considerando a seção não fissurada e após todas as perdas de protensão) ficam limitadas aos valores descritos nas Equação (04), (05) e (06).

$$\sigma_{c,max} = 0,45f_{ck} \quad \text{na combinação quase permanente} \quad (04)$$

$$\sigma_{c,max} = 0,6f_{ck} \quad \text{na combinação frequente} \quad (05)$$

$$\sigma_{c,max} = 0,6f_{ck} \quad \text{na combinação rara (somente para protensão completa)} \quad (06)$$

Já para tensões de tração no concreto, os limites são aplicados de acordo com o estado-limite considerado, ELS-F e ELS-D, na seção não fissurada no concreto. Ainda segundo a norma, a seção passa a trabalhar no estágio II (seção fissurada) quando a tensão de tração máxima no concreto no ELS-F exceder ao limite estabelecido na Equação 07.

$$\sigma_{t,max} = 0,7 \cdot \alpha \cdot f_{ct,m} \quad (07)$$

No ELS-D, a tensão limite de tração é nula.

α é o fator de forma geométrica que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, sendo:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares.

2.3 PERDAS DE PROTENSÃO

A intensidade da força de protensão aplicada na armadura ativa (P_i) decresce continuamente ao longo da vida útil da estrutura, de forma mais rápida no começo e diminui gradativamente ao passar do tempo. Isto ocorre devido as chamadas perdas de protensão, ocasionadas por diversos fatores, as quais são classificadas como: perdas iniciais, perdas imediatas e perdas progressivas. A **Tabela 2** apresenta os fatores causadores das perdas de protensão, bem como o estágio onde ocorrem.

Calcular as perdas é fundamental para que se possa estimar a força de protensão final

(P_{∞}) necessária para garantir a segurança da estrutura. Os itens 2.3.1 e 2.3.2 trazem mais detalhes das perdas imediatas e progressivas, as quais ocorrem tanto na pré quanto na pós-tensão. Já as perdas iniciais, ocorrem apenas na pré-tração, a qual não faz parte do escopo desse trabalho e, por isso, não serão aprofundadas.

Tabela 2 – Perdas de protensão e ocorrência.

Fonte da perda de protensão	Estágio de ocorrência		Perda da força da armadura	
	Peça pré-tensionada	Peça pós-tensionada	Durante intervalo de tempo (t;t ₀)	Total ou durante a vida
Escorregamento na ancoragem	Antes da transferência	Na transferência	-	ΔP_{anc}
Atrito	-	No estiramento	-	ΔP_{atr}
Relaxação do aço	Antes e após a transferência	Após o estiramento	$\Delta P_r(t; t_0)$	ΔP_r
Encurtamento elástico inicial do concreto	Na transferência	No estiramento	-	ΔP_{enc}
Retração do concreto	Após a transferência	Após a transferência	$\Delta P_{cs}(t; t_0)$	ΔP_{cs}
Fluência do concreto	Após a transferência	Após a transferência	$\Delta P_{cc}(t; t_0)$	ΔP_{cc}
total	Vida útil	Vida útil	$\Delta P_{tot}(t; t_0)$	ΔP_{tot}

Fonte: Bastos, 2021.

2.3.1 Perdas Imediatas

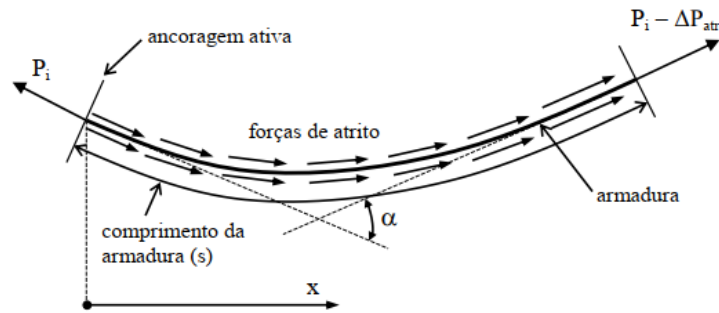
As perdas imediatas, no caso da pós-tração, ocorrem no instante em que é realizada a protensão e imediatamente posterior. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), elas são ocasionadas devido ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, a acomodação da ancoragem e o encurtamento imediato do concreto.

Perda por Atrito

Ao ser aplicado a força de protensão num elemento já concretado, ocorre um deslocamento dentro das bainhas (ou no concreto), gerando uma força contrária ao movimento

ao longo do cabo, paralela à sua superfície, resultando em perdas por atrito – como ilustrado na **Figura 5**. Além disso, a perda é acumulativa, quanto maior a distância em relação à ancoragem ativa, maiores elas serão. Segundo Hanai (2005), essa perda é maior nos trechos curvos dos cabos, então seu valor depende do traçado dos cabos e da rugosidade dos materiais de contato.

Figura 5 – Atrito entre armadura de protensão e bainha em trajetória curva.



Fonte: Bastos, 2021.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), a perda por atrito pode ser calculada com a expressão definida na Equação 08.

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}] \quad (08)$$

Onde,

P_i – força de protensão aplicada em $x = 0$;

x – abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, em metros (m);

$\Sigma \alpha$ – soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , em radianos (rad);

μ – coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valores em 1/rad):

$\mu = 0,50$ entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$ entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálicas;

$\mu = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

k – coeficiente de perda de atrito por metro provocado por curvaturas não intencionais do cabo.

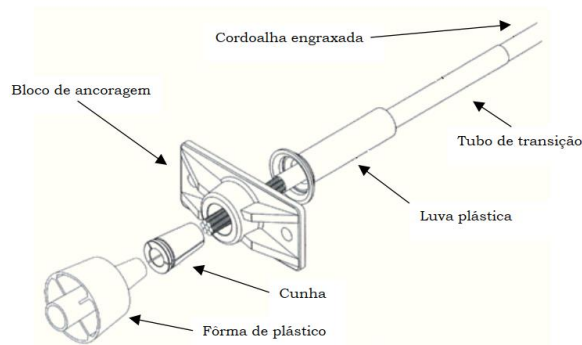
Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01 \cdot \mu$ (1/m).

Perda por acomodação da ancoragem

Existem diferentes tipos de ancoragem tratando-se de pós tração e, nestas, as perdas ocorrem tanto pelo escorregamento das cordoalhas nos dispositivos de encunhamento, quanto pela acomodação da ancoragem dentro do concreto.

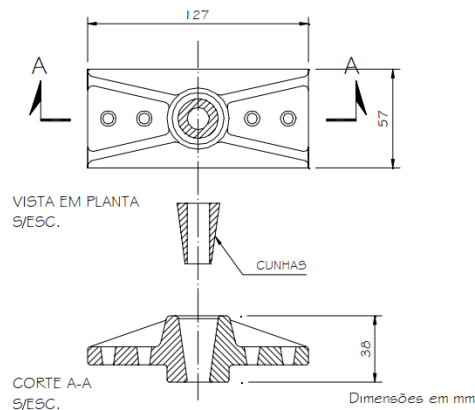
De acordo com Hanai (2005), em sistemas de ancoragem compostos por rosca e porca, grandes blocos de concreto de ancoragem (sistema Leonhardt) e apoiados em argamassa ou calda de injeção (por aderência), a perda por ancoragem é desprezável. No entanto, grande parte dos sistemas de protensão utilizam ancoragens por cunhas, como mostrado na **Figura 6 e 7**.

Figura 6 – Sistema de ancoragem cordoalha engraxada.



Fonte: Almeida, 2002.

Figura 7 – Detalhe placa de ancoragem padrão americano.



Fonte: Emerick, 2002.

Na ancoragem por meio de cunhas, após ser feito o estiramento do cabo e ele ser solto, acontece uma mobilização do conjunto e o encaixe completo da cunha no bloco de ancoragem, o que resulta em pequenos deslocamentos do cabo, que são chamados de acomodação da ancoragem, e provocam perdas de protensão. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), as perdas devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos

fabricantes dos dispositivos de ancoragem. Segundo Cholfe e Bonilha (2015), esse valor é fornecido nos catálogos técnicos dos fabricantes das cordoalhas, e variam aproximadamente de 2 a 6mm.

Perda por Encurtamento Imediato

Em estruturas pós-tracionadas, os macacos hidráulicos que realizam o tracionamento dos cabos apoiam-se nas próprias peças a serem protendidas. Dessa forma, causam deformações imediatas no concreto à medida que a armadura é distendida, causando um afrouxamento dos cabos protendidos anteriormente.

Caso todos os cabos sejam tracionados ao mesmo tempo, não há perda por encurtamento imediato do concreto. No entanto, o mais usual é que a distensão dos cabos seja efetuada um a um e, devido a isso, o primeiro cabo sofre perda ocasionada pela protensão do segundo, e assim sucessivamente, sendo o último cabo com perda nula (Hanai, 2005).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que a perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada com a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \left(\frac{n-1}{2n} \right) \sigma_{c,p0g} \quad (09)$$

Sendo,

$\sigma_{c,p0g}$ – tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se de compressão;

n – número de cabos protendidos sucessivamente um a um;

α_p – relação entre os módulos de elasticidade de armadura ativa e do concreto, $\alpha_p = \frac{E_p}{E_c}$.

2.3.2 Perdas Progressivas

Com o tempo, ocorrem perdas adicionais na força de protensão, associadas ao comportamento do concreto e do aço utilizados na estrutura. O concreto sofre retração durante a cura e fluência sob tensão permanente, enquanto o aço perde força devido à relaxação, que tem relação direta com a qualidade do material (CHOLFE; BONILHA, 2015). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), no cálculo das perdas progressivas, deve ser considerada a interação dessas

causas.

A norma brasileira apresenta dois métodos de cálculo para as perdas progressivas: o processo simplificado e o processo aproximado. Entretanto, eles são aplicáveis apenas em casos que atendam a condição dos “cabos possuírem entre si afastamento suficientemente pequenos em relação à altura” (ABNT, 2023). Portanto, sendo mais utilizável no caso de vigas, e não de lajes. Devido a isso, será apresentado o método de cálculo da Eurocódigo 2 (IPQ, 2010) como forma de estimar as perdas progressivas, que podem ser estimadas em conjunto devido a interação das causas.

Método Eurocódigo 2 (IPQ, 2010)

O Eurocódigo 2 (IPQ, 2010) apresenta um método de cálculo simplificado para as perdas progressivas, para qualquer posição x do elemento estrutural submetido a carregamentos permanentes, e pode ser estimada com por meio das Equações (10) e (11)

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \sigma_{c,QP} \varphi(t; t_0)}{1 + \alpha_p \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_p} e_p^2\right) [1 + 0,8\varphi(t; t_0)]} \quad (10)$$

$$\Delta P_{p,c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} \quad (11)$$

Onde,

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ – valor absoluto da variação da tensão nas armaduras devido à fluência, retração e à relaxação, na seção x , no instante t ;

$\varepsilon_{cs}(t; t_0)$ – deformação estimada por retração, em valor absoluto;

α_p – razão modular definido em 2.3.1.3;

$\Delta\sigma_{pr}$ – valor absoluto da variação de tensão nas armaduras na seção x , no instante t , devida à relaxação do aço protendido. É determinado por: $\sigma_p = \sigma_p(G + P_0 + \Psi_2 Q)$, que é a tensão

inicial nas armaduras devido a protensão inicial e às ações da combinação quase-permanente;

$\varphi(t; t_0)$ – coeficiente de fluência no instante t para uma aplicação das cargas no instante t_0 . É função do módulo de elasticidade tangente do concreto E_c , que poderá ser considerado igual a $1,05 \cdot E_{ci,28}$;

$\sigma_{c,QP}$ – tensão no concreto ao nível do CG da armadura de protensão, devido ao peso próprio e à força de protensão inicial (P_0) e, sempre que for relevante, a outras ações quase permanentes.

O valor de $\sigma_{c,QP}$ pode resultar de parte do peso próprio e da força de protensão inicial ou da combinação de ações quase permanentes considerada na sua totalidade ($\sigma_p(G + P_0 + \Psi_2 Q)$), consoante a fase de construção considerada, sendo positiva se de compressão;

e_p – excentricidade do cabo em relação ao CG do concreto;

I_c – momento de inércia da seção de concreto;

A_c – área de seção transversal do concreto;

A_p – área da seção da armadura ativa.

Ainda segundo o Eurocódigo 2 (IPQ, 2010), a deformação total da retração é composta por duas partes, a retração por secagem e a autogerada. A primeira evolui lentamente conforme a migração da água através do concreto endurecido. A segunda desenvolve-se com o endurecimento do concreto, ou seja, a sua maior parte ocorre nos primeiros dias após a concretagem. Assim, a deformação por retração total do concreto é obtida com a Equação (12).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (12)$$

Sendo,

ε_{cd} – deformação por secagem;

ε_{ca} – deformação autogerada.

O valor final da deformação por secagem é obtido por meio da Equação 13.

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (13)$$

$\varepsilon_{cd,0}$ pode ser obtido com o auxílio da **Tabela 3** (valores médios prováveis, com um coeficiente de variação na ordem de 30%).

Tabela 3 – Valores nominais da retração livre por secagem $\varepsilon_{cd,0}$ (em ‰).

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidade relativa (em ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Fonte: IPQ, 2010.

A evolução com o tempo da deformação por retração por secagem é obtida pela Equações 14 e 15.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (14)$$

Onde,

k_h – coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 , de acordo com a **Tabela 4**.

Tabela 4 – Valores de k_h .

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Fonte: IPQ, 2010.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (15)$$

em que:

t – idade do concreto na data considerada, em dias;

t_s – idade do concreto, em dias, no início da retração por secagem (ou expansão); geralmente corresponde ao fim da cura;

h_0 – espessura equivalente, em milímetros, da seção transversal = $\frac{2 A_c}{u}$;

u – perímetro da parte da seção transversal exposta à secagem.

A deformação por retração autogerada é obtida por meio das Equações 16 a 18:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (16)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (17)$$

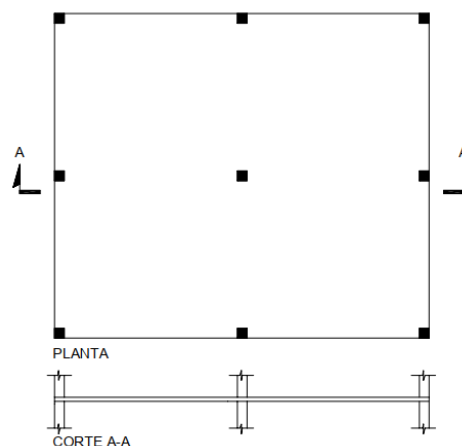
$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (18)$$

sendo t expresso em dias.

2.4 LAJES LISAS PROTENDIDAS

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), lajes lisas são aquelas apoiadas diretamente sobre os pilares, sem o uso de vigas. Esse sistema apresenta diversas vantagens em relação a outros tipos de lajes, como uma maior agilidade de execução e repetição de formas. Além disso, possibilitam criar ambientes mais amplos, permitindo maiores vãos e um pé-direito livre em toda a área da construção. Essas características são especialmente vantajosas para espaços versáteis e abertos, onde divisórias e paredes podem ser adicionadas ou removidas sem a interferência de vigas aparentes (CARVALHO, 2012).

Figura 8 – Laje lisa.



Fonte: Emerick, 2002.

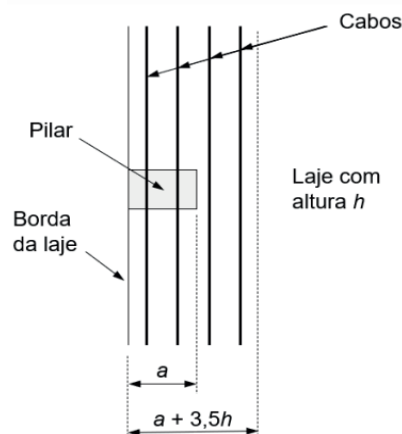
Optar por ter esses tipos de vantagens pode resultar em um maior consumo de concreto e aço. Todavia, Carvalho (2012) destaca que o custo final, caso seja considerado a velocidade e a finalidade, pode ser equivalente ou inferior ao de outros sistemas. Entre as desvantagens, destaca-se a punção na laje junto aos pilares, que caso não seja bem dimensionada, pode comprometer a segurança da estrutura. Além do mais, a ausência de vigas diminui a rigidez do sistema por não formar um pórtico. Por conta disso, o autor sugere o uso de pilares paredes no núcleo de enrijecimento ou o uso de vigas no contorno da edificação, permitindo a formação de pórticos junto aos pilares e aumentando a resistência as ações laterais.

2.4.1 Detalhamento

Ao tratar de lajes protendidas, a NBR 6118 (ABNT, 2023) prescreve os seguintes critérios para o detalhamento do projeto:

- O espaçamento máximo entre cordoalhas, cabos ou feixes de cabos deve ser no máximo de $6h$, não excedendo 120cm;
- Na seção da laje correspondente ao cabo ou feixe de cabos, o espaçamento entre eles deve resultar em uma tensão de compressão média igual ou superior a 1 MPa, considerando-se todas as perdas;
- Cabos dispostos em faixa externa de apoio devem estar contidos em uma porção de laje, de tal forma que a largura desta não ultrapasse a dimensão em planta do pilar de apoio, acrescida de 3,5 vezes a espessura da laje para cada um dos lados do pilar, conforme a **Figura 9**.

Figura 9 – Disposição de cabos em faixa externa de apoio.



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

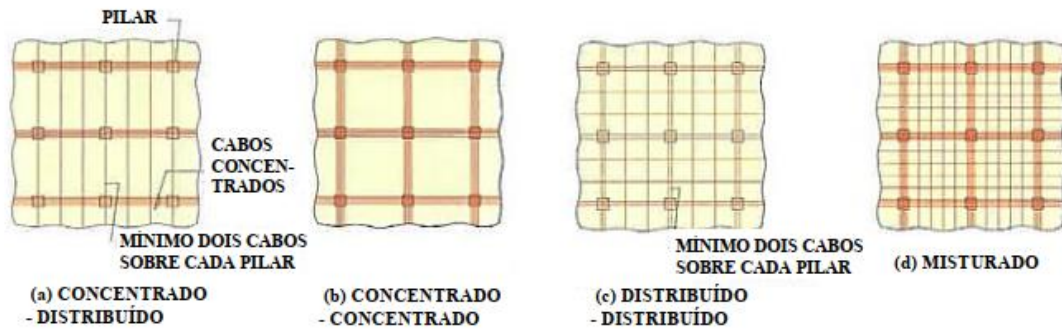
- d) Deve ser mantido um espaçamento entre cabos ou feixes, ou entre cabos e armaduras passivas, de no mínimo 5cm;
- e) O cobrimento mínimo de cabos em relação à face de aberturas nas lajes deve ser de 7,5cm;
- f) Em caso de desvio entre cabo ou feixe de cabos, no plano da laje, a inclinação máxima de 1/10, mantendo o seu desenvolvimento de acordo com uma curva parabólica em planta. Ao longo do desvio, deve ser mantido uma distância mínima de 5cm entre cabos na região central da curva. Para casos de desvio que não cumpra os limites especificados, deve ser previsto armadura para resistir a força gerada pelo desvio;
- g) Pode-se considerar os cabos protendidos, com curvatura adequada e com eficiência comprovada, como parte da armadura de colapso progressivo. No mínimo dois cabos, em cada direção ortogonal, devem passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos apoios;
- h) Em lajes lisas ou cogumelos protendidas, sobre os apoios dever ser dispostos no mínimo quatro barras na face tracionada em um faixa que não exceda a largura do apoio acrescida de 15 vez a altura total da laje para cada lado. As barras devem ser espaçadas no máximo 30cm e estendidas até uma distância mínima de 1/6 do vão livre na direção considerada, a partir da face do apoio;
- i) Laje protendidas com monocordoalhas não aderentes, podem ser dispostos no máximo 4 cabos por feixe.

2.4.2 Disposição dos Cabos em Planta

Existe diferentes formas de distribuir os cabos em planta, como mostra a **Figura 10**. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023) não especifica qual a melhor maneira, porém coloca orientações específicas para que seja atendido os requisitos de segurança e serviço, como apresentado no item 2.4.1.

Segundo Emerick (2002), as vantagens de usar cabos concentrados nas faixas dos pilares (**Figura 10-c**) em detrimentos da distribuição uniforme são: melhor distribuição dos momentos na laje; aumento da resistência a punção e aumento da resistência na transferência de momentos na ligação laje-pilar. No entanto, o autor destaca que pode haver dificuldades para concentrar os cabos nessa região devido às altas taxas de armadura existente nesta área, então é recomendado que se utilize pelo menos dois cabos sobre cada pilar.

Figura 10 – Alternativas de distribuições dos cabos em planta.



Fonte: Adaptada de Aalami, 2014.

De acordo com Aalami (2014), o arranjo bidirecional dos cabos deve ter como propósito o melhor desempenho nos estados limites de serviço e último, facilidade de construção e um uso eficiente dos cabos de protensão. O autor destaca que o arranjo concentrado-distribuído (**Figura 10-a**), no qual os cabos são concentrados nas faixas dos pilares em uma direção e distribuídos na outra, facilita a execução e pode alcançar melhores perfis de cabos, visto que minimiza as intersecções.

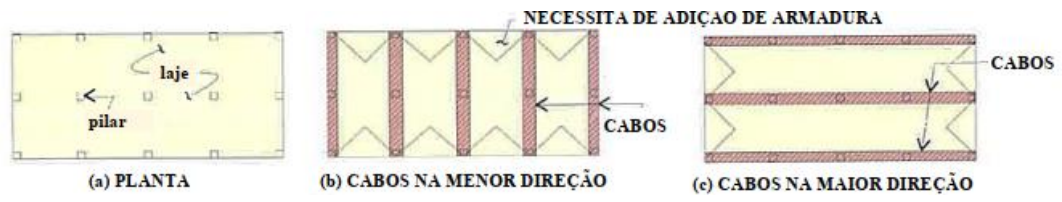
Por outro lado, o arranjo distribuído-distribuído (**Figura 10-c**), os cabos são distribuídos em ambas as direções, sendo necessário passar, no mínimo, dois cabos sobre cada pilar em cada direção. Já no arranjo misto (**Figura 10-d**), há uma concentração de cabos nas regiões dos pilares, e os demais cabos distribuídos por toda a laje nas duas direções. Esses dois arranjos aumentam o número de intersecções entre os cabos, o que torna a execução mais difícil.

Caso opte-se pela distribuição concentrado-concentrado (**Figura 10-b**), em que os cabos são concentrados na faixa dos pilares em ambas as direções, obrigatoriamente deverá ser colocado armadura passiva no restante da laje (EMERICK, 2002).

2.4.3 Direção dos cabos concentrados

De acordo com Aalami (2014), é preferível escolher a direção dos cabos concentrados de modo a minimizar o número de áreas triangulares entre os cabos, visto que elas não possuem tensões devido a protensão e necessitam de armadura passiva adicional. Como mostra a **Figura 11**, o melhor arranjo de distribuição dos cabos, segundo o autor, é a opção **c**, com eles concentrados na maior direção da planta.

Figura 11 – Alternativas de direção dos cabos concentrados.



Fonte: Adaptada de Aalami, 2014.

3 MÉTODO

3.1 CRITÉRIOS DE PROJETO

Para realizar o dimensionamento de uma estrutura, especialmente de uma laje lisa protendida, é necessário definir alguns dados essenciais, como classe de agressividade ambiental, nível de protensão, cobrimento, entre outros, os quais são detalhados na sequência.

- Classe de agressividade ambiental: está relacionada com às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, e está classificado de acordo com a **Tabela 5** (tabela 6.1 - ABNT, 2023).

Tabela 5 – Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submerso	Insignificante
II	Moderada	Urbano	Pequeno
III	Forte	Marinho Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

- Qualidade do concreto: a relação água/cimento e classe do concreto estão relacionados a durabilidade da estrutura. Estabelecido a classe de agressividade ambiente, pode-se definir o valor mínimo de f_{ck} e a máxima relação de água, conforme apresentado na **Tabela 6** (tabela 7.1 - ABNT, 2023).

Tabela 6 – Correspondência entre CAA e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

- Cobrimento: o cobrimento protege a armadura contra a corrosão, devido a isso, é estabelecido valor mínimo de acordo com a classe de agressividade ambiental, de acordo com a **Tabela 7** (tabela 7.2 - ABNT, 2023).

Tabela 7 – Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{mm}$.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30	30	40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

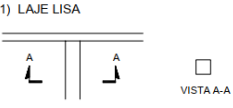

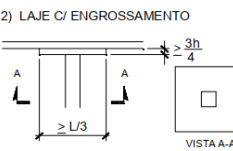
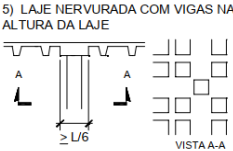
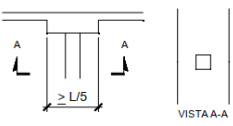
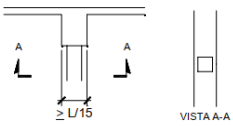
3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece as espessuras mínimas para lajes maciças. Para as lajes protendidas apoiadas em vigas, a espessura mínima deve ser de 15 cm, com um limite mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes contínuas. Já para as lajes lisas, o limite mínimo de espessura é de 16 cm.

Para fazer o pré-dimensionamento da altura da laje (h), a Concrete Society (1994) apresenta uma relação vão/espessura usual para seções típicas de lajes protendidas, como mostra a **Tabela 8**.

Assim, tem-se uma estimativa da espessura de laje estipulada de acordo com a dimensão do maior vão da estrutura. A partir disso, o projetista pode seguir com o dimensionamento e verificar se a estimativa é suficiente para atender as tensões limites descritas no item 2.2 e os critérios de punção. Caso não sejam atendidas, será necessário aumentar a altura da laje.

Tabela 8 – Relação vão/espessura para seções típicas de lajes protendidas.

TIPO DA SEÇÃO	CARREGAMENTO TOTAL (kN/m ²)	RELAÇÃO VÃO/ESPESURA (6m ≤ L ≤ 13m)		TIPO DA SEÇÃO	CARREGAMENTO TOTAL (kN/m ²)	RELAÇÃO VÃO/ESPESURA (6m ≤ L ≤ 13m)	
		LAJE	VIGA			LAJE	VIGA
1) LAJE LISA 	2,5	40		4) LAJE NERVURADA COM ENGROSSAMENTO 	2,5	28	
	5,0	36			5,0	26	
	10,0	30			10,0	23	
2) LAJE C/ ENGROSSAMENTO 	2,5	44		5) LAJE NERVURADA COM VIGAS NA ALTURA DA LAJE 	2,5	28	
	5,0	40			5,0	26	
	10,0	34			10,0	23	
3) LAJE MACIÇA COM VIGA FAIXA 	2,5	LAJE	VIGA	3) LAJE COM VIGA CONVENCIONAL 	2,5	LAJE	VIGA
	5,0	45	25		5,0	42	18
	10,0	40	22		10,0	38	16
		35	18		10,0	34	13

Fonte: Adaptado de Concrete Society (1994), *apud* MELLO (2005).

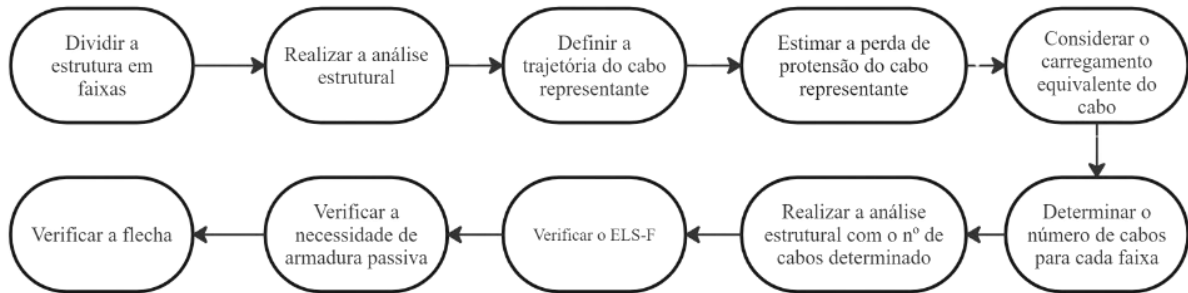
3.3 MÉTODO DE ANÁLISE

Para a análise estrutural de lajes lisas, a NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que podem ser utilizados procedimentos numéricos adequados, como o método das diferenças finitas, elementos finitos, grelha equivalente ou elementos de contorno. Segundo Carvalho (2012), o método mais empregado no Brasil é o da grelha equivalente, pois permite uma análise simplificada dos resultados e facilita a manipulação dos dados de entrada pelo engenheiro.

3.4 ROTEIRO DE PROJETO

Carvalho (2012) descreve os procedimentos necessários para o desenvolvimento do projeto, sobretudo no caso de protensão limitada. Esse método é ilustrado no fluxograma da **Figura 12** e detalhado na sequência.

Figura 12 – Fluxograma roteiro de projeto descrito por Carvalho (2012).



Fonte: Autora, 2025.

1) Divisão da estrutura em faixas

Dividir a estruturas em faixas que possuem momentos fletores na mesma ordem de grandeza, para que seja posicionado os cabos com a mesma trajetória e um determinado espaçamento. O autor destaca que quanto menor a largura das faixas, maior é a economia, no entanto, não seria pratico no ponto de vista do detalhamento do projeto e até mesmo da execução.

2) Análise Estrutural

Determinação dos esforços solicitantes e flechas da estrutura submetida às ações permanentes e acidentais, utilizando um dos métodos citados no item 3.3.

3) Definição da trajetória do cabo representante

Basta definir a trajetória de um cabo dentro de cada faixa que valerá para os demais. O traçado do cabo, em geral, segue o formato do diagrama do momento fletor da faixa a qual pertence. Mello (2005) *apud* Carvalho (2012) recomenda que o início e final do cabo esteja no centro de gravidade da peça, e nos pontos de maiores esforços positivos e negativos, geralmente no centro do vão e no apoio, os cabos atinjam a maior excentricidade possível para combater adequadamente os esforços.

4) Perda de protensão no cabo representante

Definida a trajetória dos cabos de todas as faixas, deve-se estimar as perdas de protensão do cabo representante, conforme visto no item 2.3, para que seja verificado se a força de protensão final será suficiente para garantir o serviço e segurança da estrutura.

5) Consideração do carregamento equivalente do cabo e seus esforços

Com a trajetória do cabo, é possível estabelecer seu carregamento, considerando as

ações de protensão na gelha equivalente e determinando os esforços solicitantes nas faixas, no tempo zero e infinito.

6) Determinação do número de cabos

Para determinar o número de cabos, inicialmente considera-se a força do cabo que está na seção mais solicitada da faixa como sendo igual aos limites de compressão e tração no Estado Limite Último no ato da protensão, citado em 2.2.1, equações 01, 02 e 03. Aplicando essas condições na seção de um apoio intermediário, o número de cabos é calculado com o auxílio das Equações 19 a 21.

$$\sigma_s = \frac{n N_p}{A} + \frac{n M_p}{W_s} - \frac{M_{g1}}{W_s} \leq 0,7 f_{ck,j} \quad \text{para } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$\sigma_s = \frac{n N_p}{A} + \frac{n M_p}{W_s} - \frac{M_{g1}}{W_s} \leq 0,7 \left[1,0 - \frac{f_{ck,j} - 50}{200} \right] f_{ck,j} \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (20)$$

$$\sigma_i = \frac{n N_p}{A} - \frac{n M_p}{W_i} + \frac{M_{g1}}{W_i} \geq 0 \quad (21)$$

Onde,

σ_s – tensão na fibra superior;

σ_i – tensão na fibra inferior;

n – número de cabos da faixa;

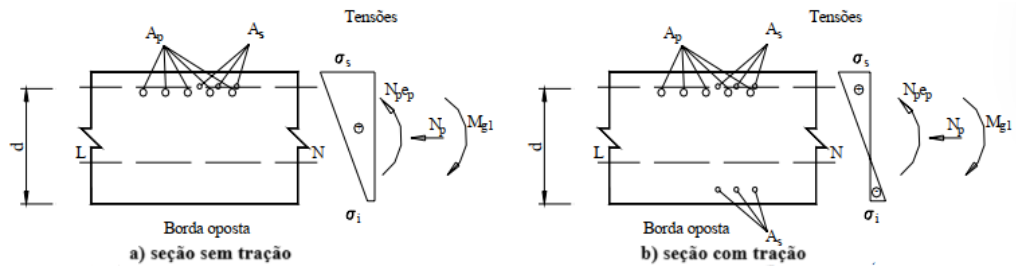
A , W_s e W_i – área e módulo de resistência da faixa em questão (largura b e altura h da laje);

N_p e M_p – força normal e momento fletor de protensão na seção e faixa em questão, para o tempo zero;

M_{g1} – momento fletor da carga permanente na seção e faixa em questão.

Carvalho (2012) destaca que a opção por tensão zero de tração na seção é feita para evitar a necessidade de se colocar armadura passiva na borda oposta aos cabos de protensão, pois dessa forma limita-se a quantidade máxima de armadura ativa. Ainda segundo o autor, no caso de protensão em elementos com pouca inércia, como lajes, não se consegue usar somente armadura ativa para atender o ELU, então é utilizado armadura ativa (A_p) e passiva (A_s).

Figura 13 – Seção transversal da laje em um apoio intermediário com protensão.



Fonte: Carvalho, 2012.

7) Análise Estrutural com o número de cabos determinados

Verificar se a estrutura, agora considerando o efeito da protensão e com o número de cabos determinados, atende as condições de protensão impostas no item anterior.

8) Verificação do Estado Limite de serviço

Verificar se a estrutura atende os limites de tensões do Estado Limite de Serviço, conforme descrito no item 2.2.2, respeitando as combinações de ações e limites de fissuração de acordo com o nível de protensão, apresentado na **Tabela 1**.

9) Verificação de ruptura no tempo infinito

Verificar a ruptura no tempo infinito para determinar se será preciso armadura passiva complementar. Segundo Carvalho (2012), o procedimento é parecido com concreto armado, onde são consideradas as seguintes relações: momento externo igual ao momento interno; força de tração atuante na seção é igual a de compressão, sendo a força de tração composta por duas parcelas, devido a armadura de protensão e a passiva (F_p e F_s), conforme mostra a **Figura 14**. Esta condição determina se há necessidade de armadura passiva complementar. Caso haja a necessidade, determina-se por meio das Equações 22 e 23.

$$\frac{M_d}{z} = A_p f_p + A_s f_{yd} \quad (22)$$

$$M_d = 1,4 (M_{g1} + M_{g2} + M_q) \pm 0,9 M_{H,t\infty} \quad (23)$$

Em que,

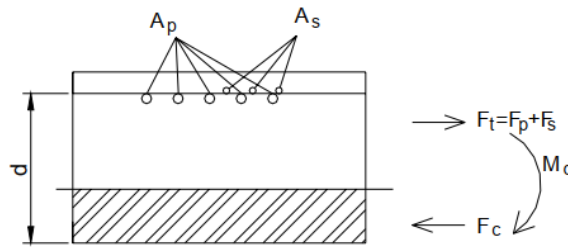
A_p – área da armadura ativa;

f_p – tensão atuante na armadura ativa.

A_s – área da armadura passiva;

- M_{g1} – momento devido ao peso próprio;
 M_{g2} – momento devido à sobrecarga;
 M_q – momento devido à carga acidental;
 M_H – momento hiperstático de protensão.

Figura 14 – Verificação do ELU na flexão.



Fonte: Carvalho, 2012.

10) Verificação da flecha

Verificar se as flechas da laje atendem aos limites estabelecidos pelo NBR 6118 (tabela 13.3 – ABNT, 2023), respeitando os limites de acordo com a utilização da estrutura.

Tabela 9 – Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas variáveis de utilização	$l/350$

Fonte: Adaptada da NBR 6118 (ABNT, 2023).

3.5 SOFTWARE DE DIMENSIONAMENTO

Para o desenvolvimento da laje protendida analisada e dimensionada neste trabalho, utilizou-se o *software* CAD/TQS – V23, desenvolvido pela empresa brasileira TQS Informática Ltda., que atua no mercado desde 1986 e se tornou uma referência em seu campo de atuação (TQS, s.d.).

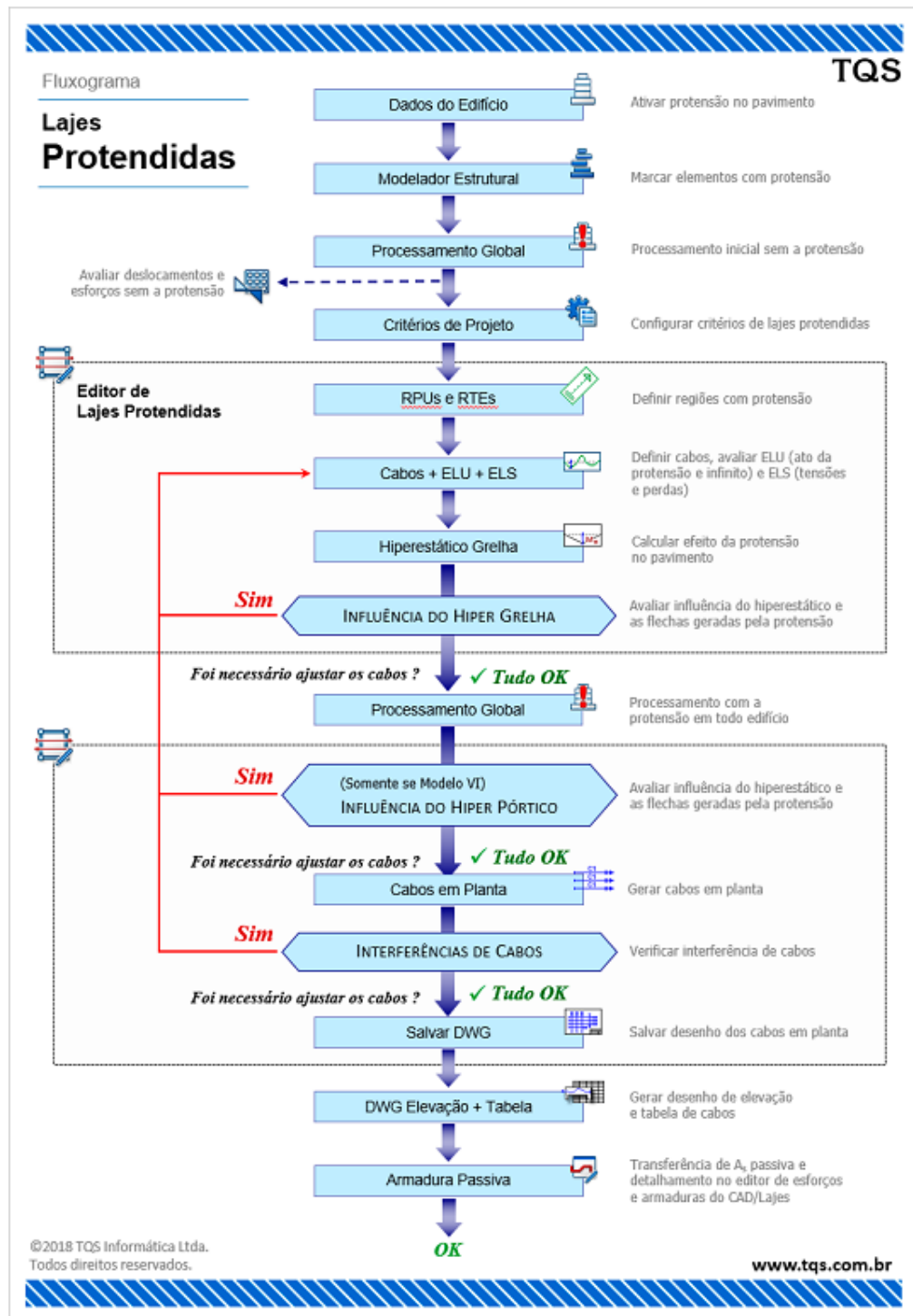
O CAD/TQS é um software voltado para a elaboração de projetos estruturais em concreto armado, protendido e alvenaria estrutural, oferecendo ao engenheiro uma ferramenta

segura, eficiente e produtiva. Dessa forma, possibilita a concepção de projetos estruturais com alta qualidade e competitividade no mercado de engenharia. O programa integra um conjunto abrangente de ferramentas para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas.

O *software* é composto por diversos subsistemas semiautônomos para entrada, processamento e saída de dados, incluindo CAD/Formas, Grelha-TQS, Pórtico-TQS, CAD/Lajes, CAD/Lajes Protendidas, entre outros. O subsistema CAD/Lajes Protendidas é especificamente responsável pelo lançamento e dimensionamento de lajes protendidas dentro do programa. Por meio dele, é possível realizar o dimensionamento considerando os Estados Limites Último e de Serviço, definindo as faixas de protensão, determinando a quantidade de cabos, traçando o perfil da protensão e verificando as tensões ao longo das faixas.

A **Figura 15** apresenta o fluxograma de funcionamento do subsistema CAD/Lajes Protendidas.

Figura 15 – Fluxograma CAD/Lajes Protendidas.



Fonte: TQS, 2018.

3.5.1 Modelagem Global do Edifício

O CAD/TQS possui cinco modelos distintos para a análise da estrutura. Nos modelos III, IV e IV, o edifício é analisado espacialmente por um modelo de pórtico. O modelo I, toda a análise é realizada manualmente pelo projetista. No modelo II, a análise do vento é feita de forma muito simplificada. O modelo V está no sistema apenas por compatibilidade de processamento e não está mais disponível. Os métodos são detalhados separadamente a seguir com base na Visão Geral da TQS (s.d.).

Modelo I

A modelagem do edifício é feita completamente de forma manual. Nesse modelo, não é possível realizar o processamento global da estrutura. Todos os comandos necessários para o cálculo estrutural deverão ser conduzidos manualmente, inclusive a transferência de esforços para o dimensionamento dos elementos. Por essa razão, o uso desse modelo não é recomendado.

Modelo II

O edifício não será modelado por pórtico espacial. Os efeitos do vento sobre os pilares serão calculados por meio de modelos muito simplificados. As ações verticais que atuam sobre vigas, pilares e lajes serão calculadas conforme os modelos escolhidos para cada um dos pavimentos, sendo acumuladas progressivamente de um andar para o outro. Devido a isso, o uso desse modelo não é recomendado.

Modelo III

O Modelo III é analisado por pórtico espacial, mas não considera os esforços do equilíbrio tridimensional do edifício sob cargas verticais, apenas os efeitos das ações horizontais no dimensionamento de vigas e pilares.

Os esforços resultantes das cargas verticais calculados no pórtico espacial não são levados em conta.

Além disso, não há tratamento específico para vigas de transição, e a distribuição das cargas das lajes para as vigas do pórtico, feita por área de influência, pode ser imprecisa. Por isso, o uso desse modelo não é recomendado.

Modelo IV

O Modelo IV utiliza um único pórtico espacial (ELU) para calcular os esforços das ações

verticais e horizontais, aplicando-os no dimensionamento de vigas, pilares e fundações.

As cargas das lajes são transferidas automaticamente para as vigas por meio das reações do modelo de grelha, desde que essa opção seja utilizada. Além disso, permite tratamento especial para vigas de transição e tirantes.

Modelo VI

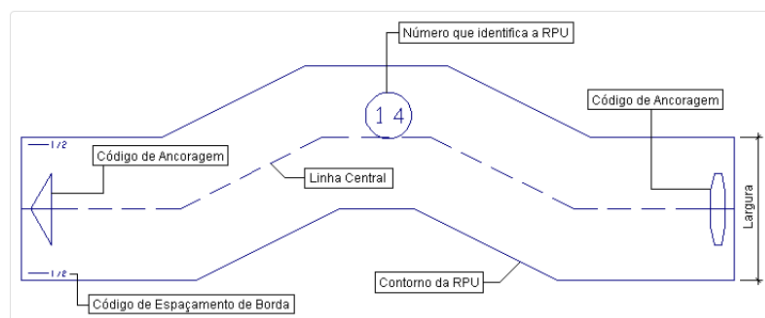
O Modelo VI é um sistema único de análise estrutural, onde esforços solicitantes das ações verticais e horizontais, calculados pelo pórtico espacial ELU, são usados para dimensionar vigas, lajes, pilares e fundações. Todos os esforços e deslocamentos são obtidos de uma única vez, sem necessidade de transferências entre modelos, tornando o processo mais consistente e permitindo a análise de edifícios antes impossíveis. O efeito de diafragma rígido da laje é considerado diretamente na discretização das lajes, sem a necessidade de métodos adicionais.

3.5.2 Região de Protensão Uniforme (RPU) e Região de Transferência de Esforços (RTE)

A Região de Protensão Uniforme (RPU) e Região de Transferência de Esforços (RTE) são de extrema importância no desenvolvimento do projeto de laje protendida dentro do TQS, pois elas influenciarão tanto na extração dos esforços quanto na geração dos cabos.

A divisão da estrutura em faixas citada no item 3.4 (1) é o que o TQS chama de RPU, que tem como principal função definir: a região de extração de esforços e a montagem dos diagramas (quando não inserida numa RTE); o tipo de ancoragem para cálculo; a geometria e o posicionamento dos cabos em planta (TQS, s.d.).

Figura 16 – Exemplo de traçado de uma RPU dentro do TQS.



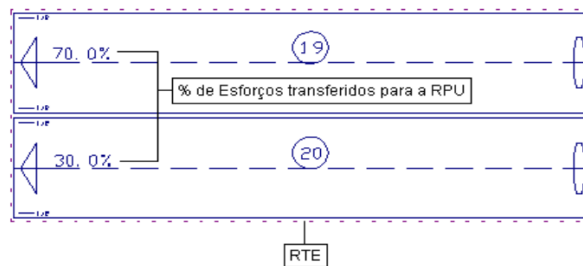
Fonte: TQS, s.d.

A RTE é definida por uma poligonal fechada e um ângulo de esforços em que serão

extraídos os momentos fletores atuantes nos alinhamentos de barras da grelha. Uma RTE tem como principais funções definir a região de extração de esforços a serem transferidos para a(s) RPU(s) que estiverem em seu interior e, o ângulo de projeção de esforços da barra da grelha para a(s) RPU(s) que estiverem em seu interior (TQS, s.d.).

É possível ainda, quando há mais de um RPU dentro da RTE, definir o percentual de transferência dos esforços da RTE para cada RPU, como exemplificado na **Figura 17**, com divisão de 70% para uma e 30% para outra.

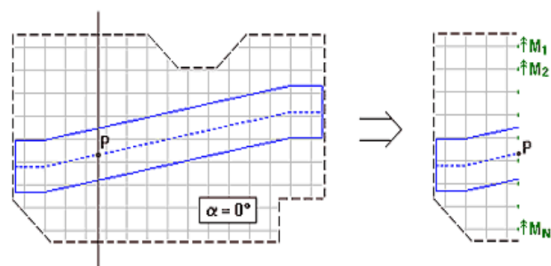
Figura 17 – Exemplo de traçado de uma RTE dentro do TQS.



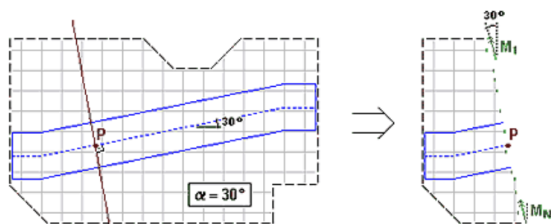
Fonte: TQS, s.d.

Os diagramas de momentos extraídos da grelha são sempre calculados em relação ao eixo da RPU (linha tracejada), os esforços e forças são convertidos e tratados em kN.m/m de laje. O ângulo de projeção dos esforços da RTE define qual sentido os momentos da grelha são extraídos, como mostra a **Figura 18**. O pré-dimensionamento dos cabos é feito para a largura total da RTE (ou de uma RPU no caso dela não estar contida numa RTE) (TQS, s.d.).

Figura 18 – Exemplo de ângulo de transferência de esforços da RTE.



A envoltória de momentos no ponto P é calculada em função de $M_1, M_2 \dots M_N$.



A envoltória de momentos no ponto P é calculada em função de $M_1, M_2 \dots M_N$ (já acertadas segundo o ângulo α).

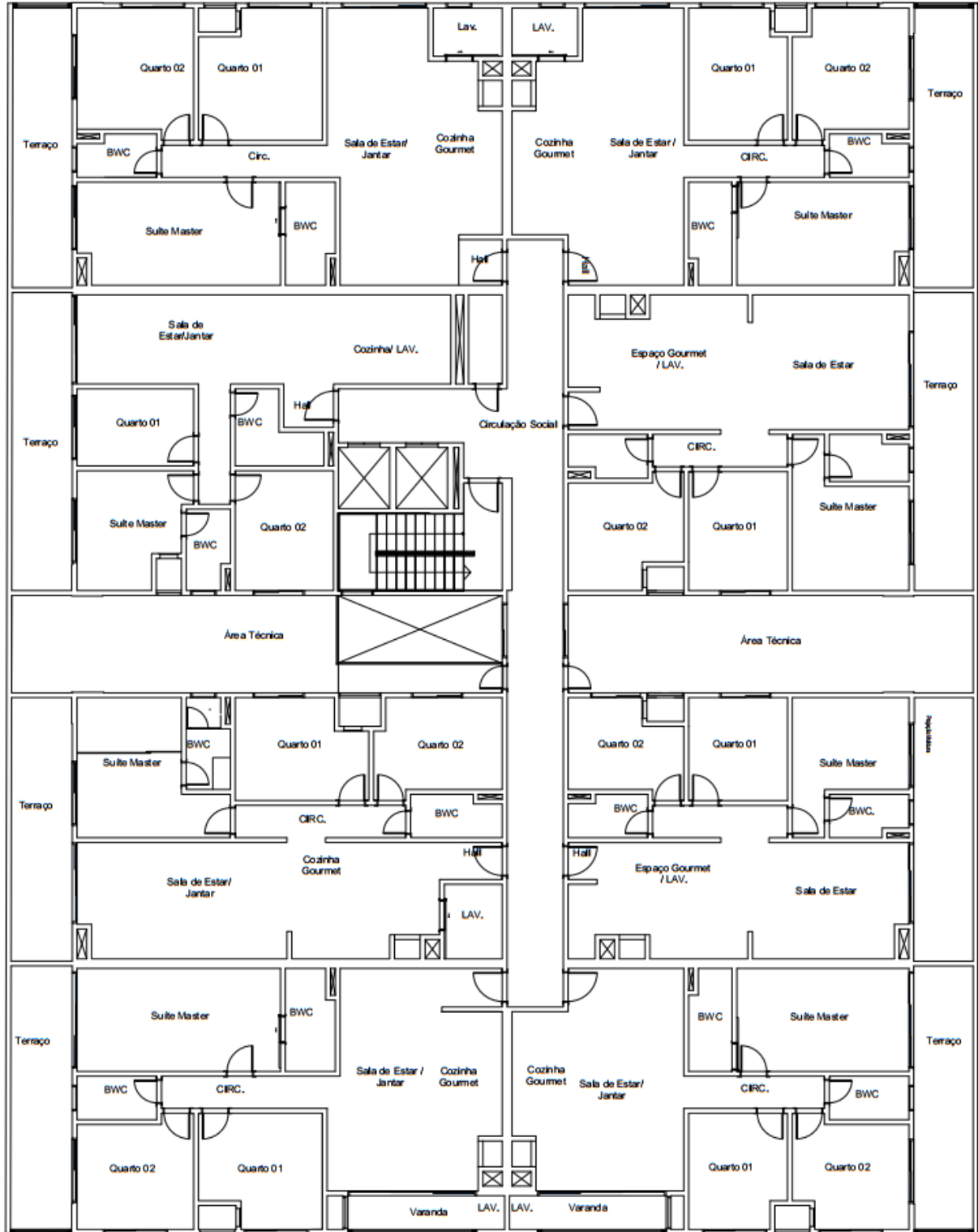
Fonte: TQS, s.d.

3.6 ESTUDO DE CASO

3.6.1 Projeto Arquitetônico

O projeto utilizado é de um edifício que está sendo construído com lajes protendidas em Foz do Iguaçu – PR, com projeto arquitetônico cedido pela construtora Átria Engenharia e desenvolvido pela arquiteta Karina Mombach Correa. O Edifício é composto por térreo, 1º pavimento garagem; 2º pavimento com oito apartamentos; 3º, 4º e 5º pavimentos com oito apartamentos tipos; 6º pavimento terraço. O dimensionamento da laje protendida foi desenvolvido para o 2º pavimento, que possui planta arquitetônica apresentada na **Figura 19** e **no Anexo 1**.

Figura 19 – Planta arquitetônica.

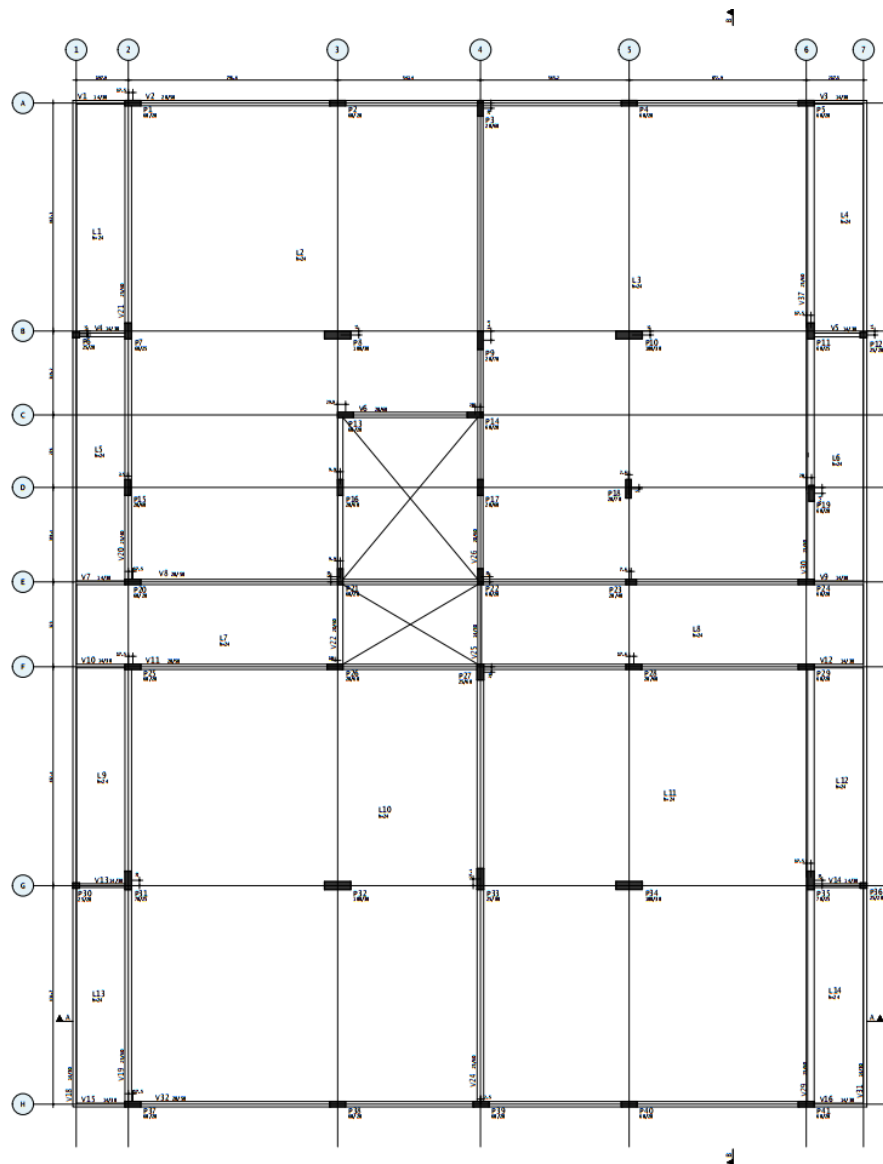


Fonte: Adaptado de Correa (2020). Projeto cedido pela Átria Engenharia, Foz do Iguaçu.

3.6.2 Planta de formas

O ponto de partida para o posicionamento dos pilares foi a criação de ambientes amplos e versáteis, de forma que, caso o proprietário deseje, as paredes internas possam ser removidas e/ou adicionadas sem interferência de vigas e pilares. Assim sendo, a estrutura ficou com grandes vãos, como pode ser visto na a **Figura 20** e **Apêndice 1**, com o maior deles de aproximadamente 8,7 metros. Optou-se por acrescentar vigas na borda da estrutura e parte central do edifício, ocasionando o aumento de rigidez na estrutura e melhora na distribuição de esforços, conforme indicado por Carvalho (2012), sem interferir nos ambientes internos dos apartamentos, atendendo o critério inicial.

Figura 20 – Planta de formas da laje.



Fonte: Autora, 2025.

3.6.3 Dados do projeto

Optou-se pelo uso de protensão não aderente com cordoalhas engraxadas CP190 RB 12,7mm, devido a rapidez de montagem, diminuição das perdas por atrito, eliminação do serviço de injeção de calda de cimento, dentre outras vantagens destacadas por Emerick, (2001).

O edifício está localizado em Foz do Iguaçu – PR. Os dados a seguir são recomendações de projeto da NBR 6118 (ABNT, 2023), conforme descrito nos itens 2.1.2 e 3.1.

Tabela 10 – Dados do Projeto, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023).

DADOS	
Classe de agressividade ambiental	II (moderada)
Tipo de protensão	parcial
f_{ck} (MPa)	≥ 30
Fator água/cimento	$\leq 0,55$
Cobrimento armadura ativa (mm)	30
Cobrimento armadura passiva (mm)	25
Abertura de fissuras (mm)	$\leq 0,2$ (combinação frequente)

Fonte: Autora, 2025.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) limita a tensão de protensão aplicada nos cabos. No caso de protensão não aderente esse valor é de:

$$\sigma_{pi} = 0,80 f_{ptk} \quad (24)$$

com,

f_{ptk} – resistência característica à tração do aço de protensão;

σ_{pi} – tensão inicial no aço de protensão após a ancoragem.

A cordoalha CP190 RB possui resistência característica de 1900 MPa, com isso, a tensão inicial é limitada a 1520 MPa. Dividindo esse valor pela área da cordoalha (1 cm²), obtém-se a força inicial de protensão P_i , no valor de 152,0 kN. Os demais dados da cordoalha utilizada no projeto encontram-se na **Tabela 11**.

Tabela 11 – Dados da cordoalha engraxada.

Aço de protensão CP 190 RB	
\varnothing (mm)	12,7
A_p (cm ²)	1,00
E_p (tf/cm ²)	200
μ (1/rad)	0,07
k (rad/m)	0,0035
f_{ptk} (MPa)	1900
σ_{pi} (MPa)	1520
Pi (tf)	15

Fonte: Autora, 2025.

3.6.4 Espessura da laje

Para o pré-dimensionado da laje utilizou-se a **Tabela 8** com carregamento total por área de 5kN/m², pois mesmo com o elevado número de paredes presente no projeto, optou-se pelo uso de vigas nas bordas da laje, melhorando a distribuição de esforços e diminuindo os pontos de punção.

O maior vão da estrutura (L) tem aproximadamente 8,7m, dessa forma, a espessura estimada da laje é de 24cm.

3.6.5 Ações

No dimensionamento de uma estrutura, deve ser considerado todas as ações que atuam sobre ela e possam produzir efeitos significativos para a sua segurança e serviço. As ações podem ser classificadas com permanentes, variáveis e excepcionais (ABNT, 2023).

Ações permanentes

Ações permanentes são todas que atuam sobre a estrutura durante toda a sua vida de construção, e seus valores representativos devem ser os mais desfavoráveis para a segurança (ABNT, 2023). Sendo assim, para determinar as ações permanentes atuantes na laje utilizou-se a NBR 6120 (ABNT, 2019), e os valores são apresentados na **Tabela 12 e 13**.

Tabela 12 - Cargas permanentes de acabamento.

Material	Peso (kN/m²)
Revestimento de pisos de edifícios residenciais com 6cm de espessura ($\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,20
Forro de gesso acartonado, inclui estrutura de suporte	0,25
total	1,45
valor adotado	1,50

Fonte: Autora, 2025.

Tabela 13 - Cargas permanentes de alvenaria.

Alvenaria de vedação	Peso (kN/m²)	Ambientes	Peso por metro linear (kN/m)
Bloco cerâmico vazado 14cm, com 2cm de revestimento	1,9	Alvenaria interna	6,1
Bloco cerâmico vazado 14cm, com 4cm de revestimento ($\gamma_{argamassa} = 20 \text{ kN/m}^3$)	2,3	Alvenaria externa	7,4
Bloco Cerâmico vazado 19cm, com 2cm de revestimento	2,3	Alvenaria de divisa dos apartamentos	7,4

Fonte: Autora, 2025.

O peso próprio da estrutura é calculado pelo próprio TQS, e optou-se por arredondar a carga permanente devido ao acabamento para 1,50 kN/m². A carga de alvenaria mudou em relação a interna e externa por conta da espessura do revestimento, que comumente é maior na parte externa devido ao desaprumo do edifício. Já para a divisa dos apartamentos, utilizou-se o bloco de 19cm para obter uma espessura de parede maior.

Ações variáveis

Ações variáveis são as cargas previstas para a utilização da estrutura, como cargas de móveis e pela ação do vento. Foram determinadas através da NBR 6120 (ABNT, 2019), com valores na **Tabela 14**.

Tabela 14 - Cargas variáveis conforme NBR 6120 (ABNT, 2019).

Ambiente	Peso (kN/m²)
Varanda	2,5
Dormitórios, sala, copa, cozinha e sanitários	1,5
Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Corredores de uso comum	3
Corredores dentro de unidades autônomas	1,5

Fonte: Autora, 2025.

4 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

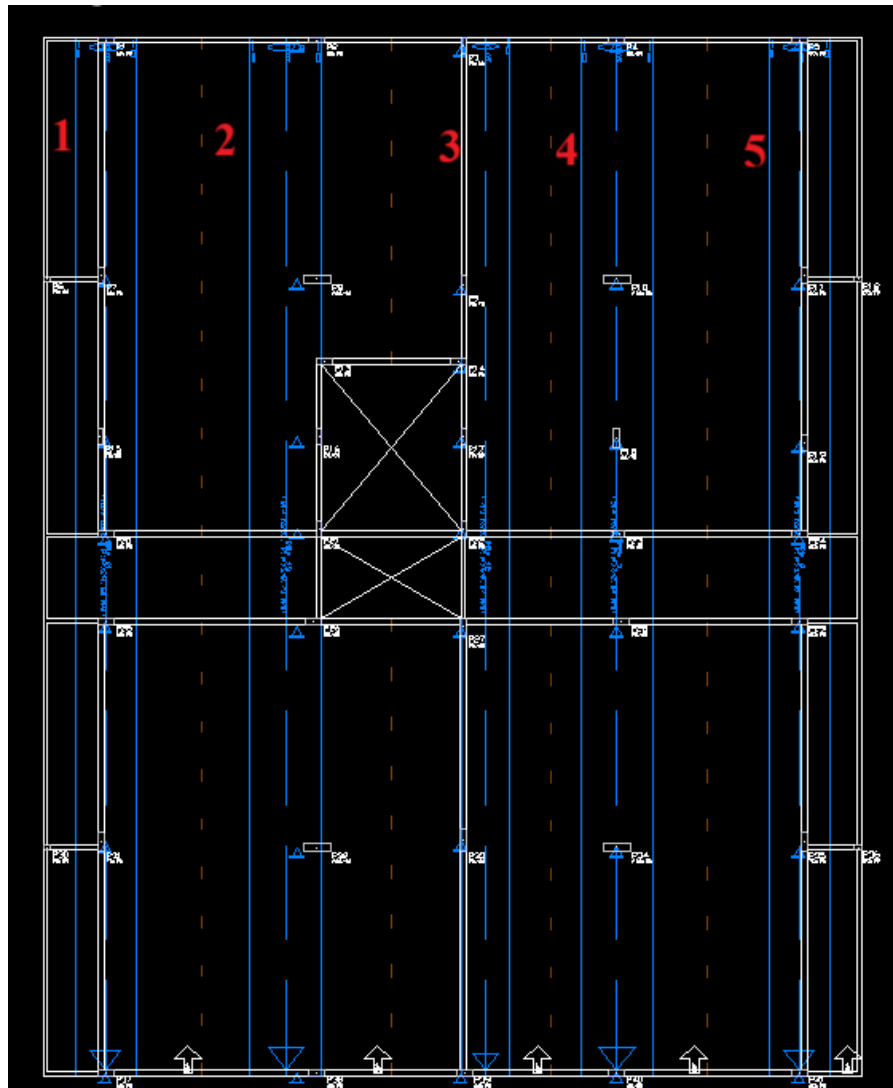
Para o dimensionamento da laje utilizou-se o modelo IV do TQS, com dados de projetos apresentados no item 3.6, seguindo os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2023).

4.1 TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS

Para a análise estrutural da laje o TQS utiliza o método da grelha, e com os esforços processados é possível realizar o dimensionamento dos cabos através do editor de lajes protendidas.

4.2 POSICIONAMENTO DOS CABOS

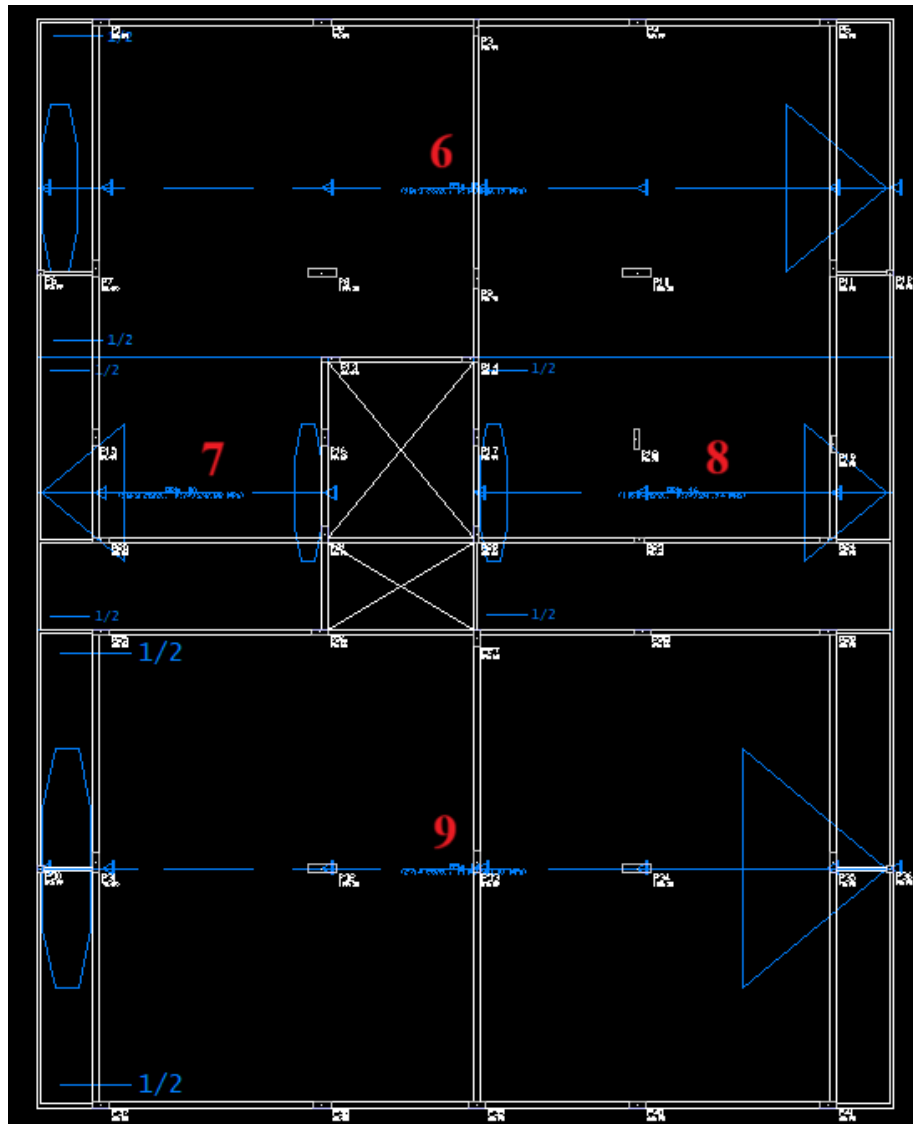
Com o lançamento estrutural pronto, definiu-se as regiões de protensão uniforme (RPU) para os cabos concentrados, que foram posicionados paralelas a maior direção da planta (**Figura 21**), conforme recomendado por Aalami (2014). Esse posicionamento faz com que as áreas sem cabos de protensão sejam menores, conseqüentemente diminuindo os esforços que serão transferidos para as regiões de cabos concentrados (RPU), dessa forma reduz o número de cabos necessários.

Figura 21 – Posicionamento das RPU's para cabos concentrados

Fonte: Autora, 2025.

As regiões de protensão uniforme dos cabos distribuídos (**Figura 22**) foram posicionadas de maneira que gerasse poucos traçados diferentes de cabos, facilitando a execução.

Figura 22 – Posicionamento das RPU's para cabos distribuídos.



Fonte: Autora, 2025.

4.3 DIAGRAMA DE MOMENTO E PERFIL DOS CABOS

O software faz um pré-dimensionamento da quantidade de cabos e seu traçado inicial baseados no diagrama do momento médio. A partir disso, foi realizado ajustes nos traçados dos cabos, excentricidades e quantidade para adequar-se as tensões limites, de maneira que a estrutura não apresentasse fissura. Os traçados dos cabos representantes e seus respectivos diagramas de momento fletor são apresentados nas **Figuras 23 a 31**.

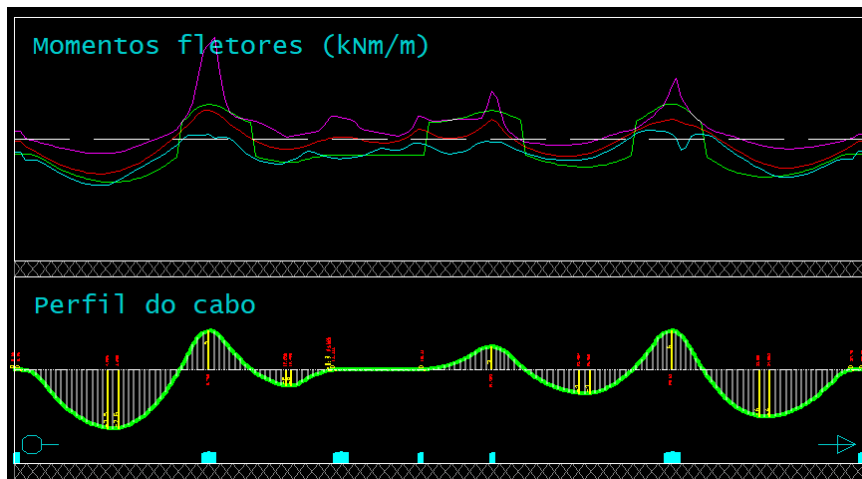
Conforme pode ser observado nestas **figuras**, existem dois quadros: um superior com a apresentação dos momentos fletores (kN.m/m) e outro inferior, com o perfil do cabo. No quadro superior de cada figura, a linha tracejada representado o centro de gravidade (CG) da seção, a

linha roxa, vermelha e azul equivale ao momento máximo, médio e mínimo respectivamente, e a linha verde o traçado do cabo. No quadro inferior mostra perfil do cabo, o sentido da ancoragem ativa (representado pela seta) e passiva (representado pelo círculo), a posição dos pilares em azul e as excentricidades do cabo. A escala está distorcida para que a visualização dos dados seja mais clara.

Legenda

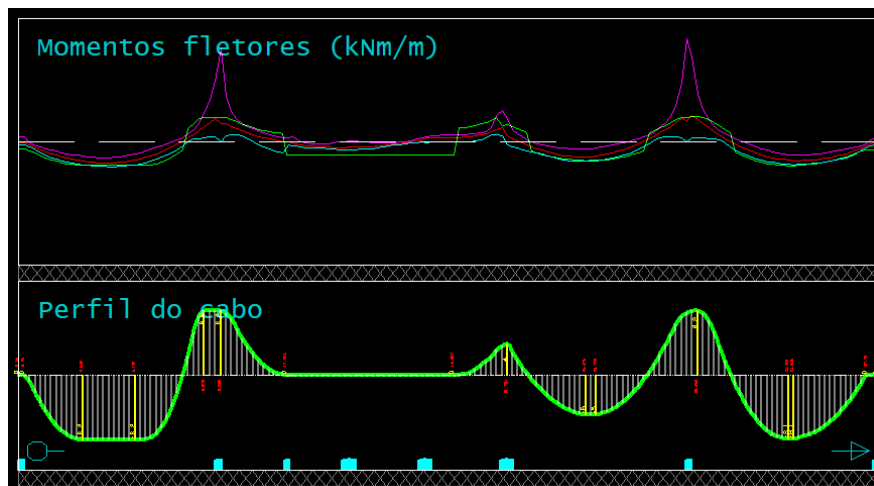
- Momento máximo
- Momento médio
- Momento mínimo
- Perfil do cabo

Figura 23 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 1.



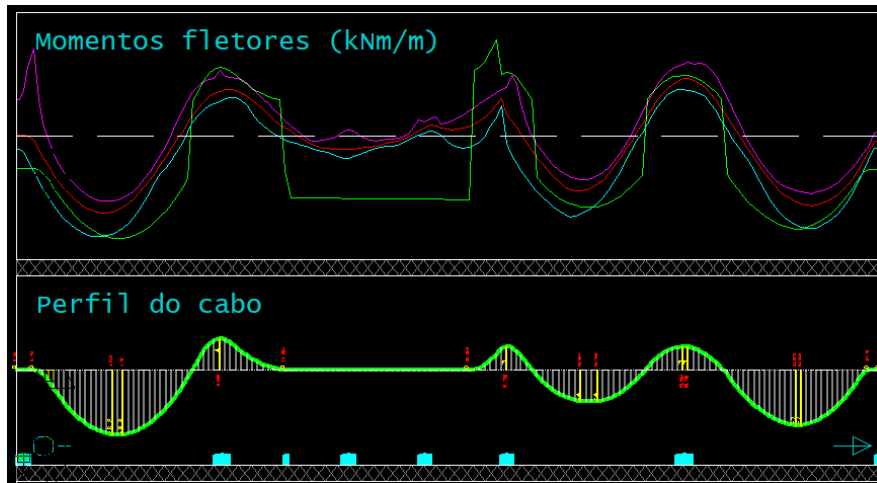
Fonte: Autora, 2025.

Figura 24 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 2.



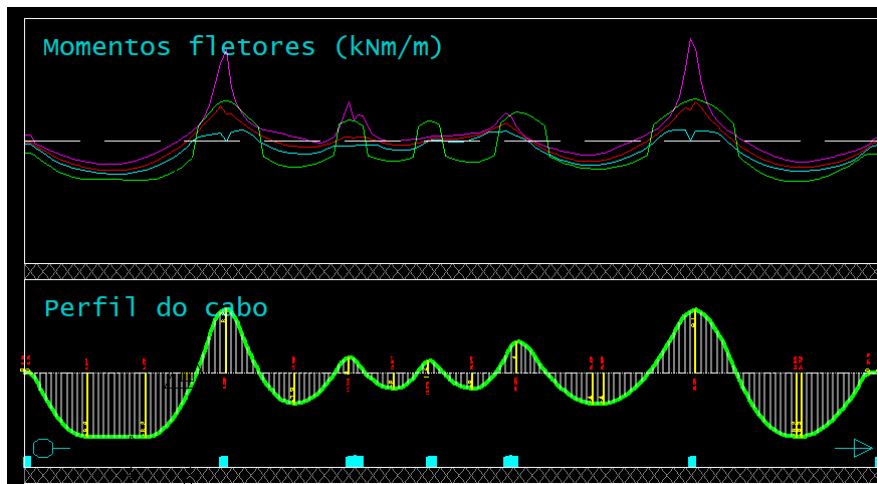
Fonte: Autora, 2025.

Figura 25 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 3.



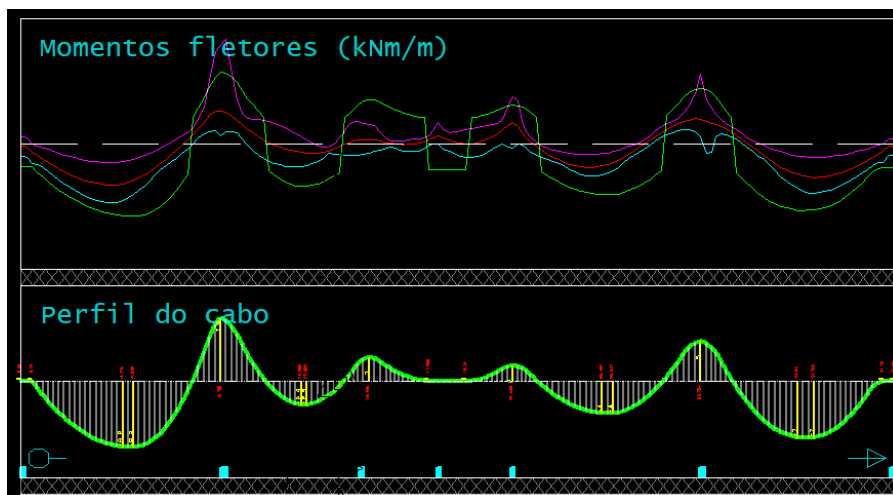
Fonte: Autora, 2025.

Figura 26 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 4.



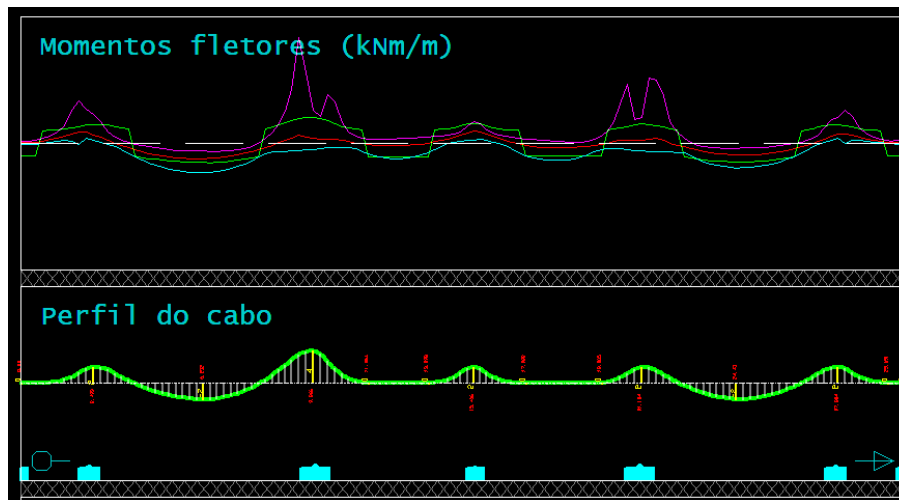
Fonte: Autora, 2025.

Figura 27 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 5.



Fonte: Autora, 2025.

Figura 31 – Diagrama e perfil do cabo para a RPU 9.



Fonte: Autora, 2025.

As RPUs dos cabos concentrados (1 a 5) possuem limite de largura, não podendo ultrapassar a dimensão do pilar acrescido de $3,5h$ para cada lado, como visto no item 2.4.1. Essa dimensão máxima só foi necessária nas RPUs 2 e 4, com largura de 266 cm, e devido ao espaçamento mínimo de 7cm entre os centros das placas de ancoragem, cabem 38 cabos. Isso ocorreu pois nas áreas mais críticas o momento médio foi na ordem de 60 kN.m e -70 kN.m para a RPU 2, e de 60 kN.m e -84 kN.m para a RPU 4. Dessa forma, foram necessários 36 cabos e excentricidade máxima (8,2 cm) nos pontos críticos para que atendessem aos limites de tensão.

4.4 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES

A quantidade de cabos e seus respectivos perfis foram ajustados de forma que as tensões de tração e compressão na seção respeitassem os limites impostos por norma apresentados no item 2.2, para os estados limites último e de serviço.

O software possui um sistema gráfico e interativo, assim conforme são alterados os dados do cabo, muda o perfil das tensões. Visualmente é possível verificar se ultrapassa ou não o limite, para as combinações frequente, quase permanente e ato da protensão, como mostra as **Figuras 32 a 35**.

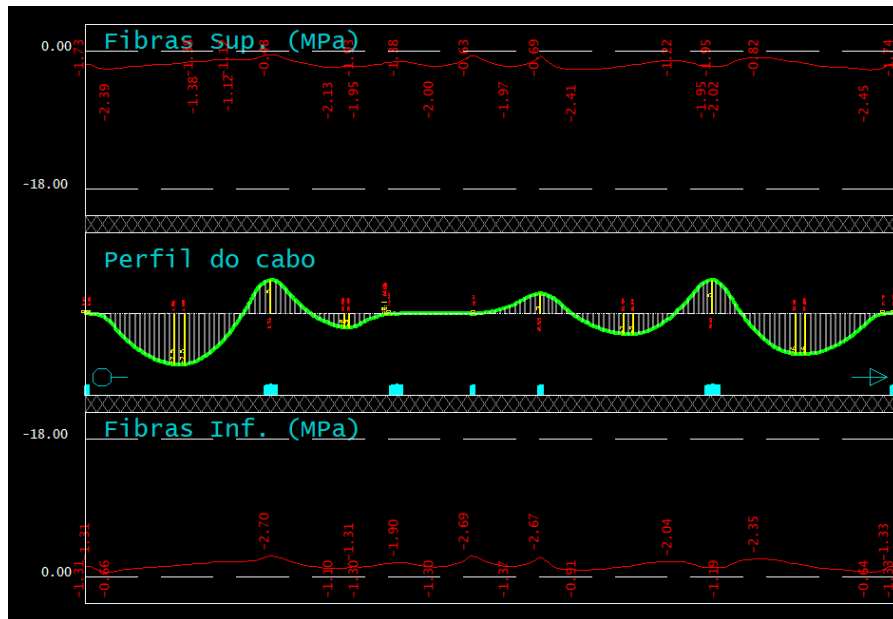
4.4.1 Limites de tensões para combinação quase permanente – ELS

A NBR 6118 (ABNT, 2023) não estabelece valores limites de tensões para protensão parcial no estado limite de serviço. Apesar disso, para a combinação quase permanente, foi

adotado o valor limite de compressão obtido com a equação (05) e o de tração nulo. Dessa forma, verifica-se se com base no ELS-D – em que deve haver ausência de tração –, a estrutura se enquadra como protensão limitada ou parcial.

Os limites impostos podem ser visualizados na **Figura 32**, na fibra superior e inferior, representados pela linha branca tracejada. As tensões no cabo estão em vermelho.

Figura 32 – Limites de tensão na combinação quase permanente da RPU 1.



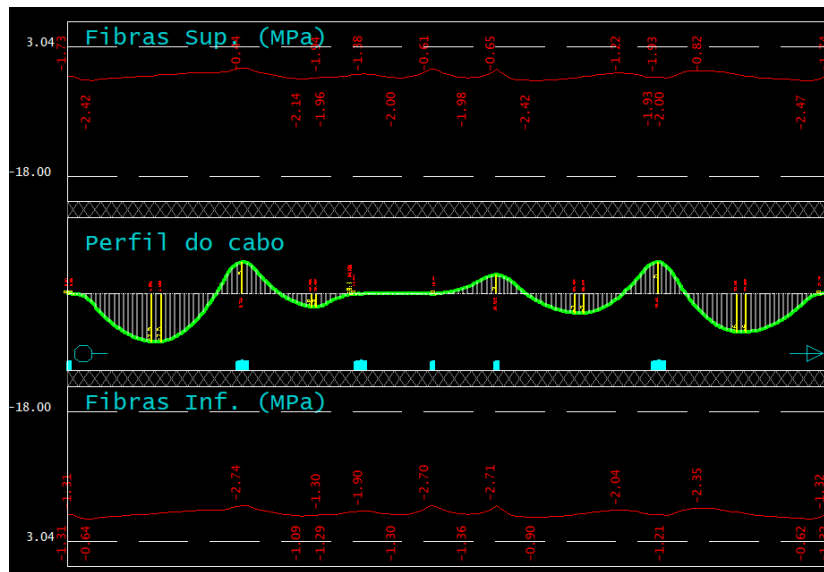
Fonte: Autora, 2025.

Como pode ser observado, as tensões da RPU 1 estão respeitando os limites adotados para a combinação quase permanente, e isso se repete para as demais RPUs.

4.4.2 Limite de tensões para a combinação frequente – ELS

Na combinação frequente é verificado o ELS-W, conforme **Tabela 1**. Para protensão parcial, a abertura de fissura é limitada em 0,2mm. No entanto, adotou-se os limites de tensão para protensão limitada, com valores obtidos pelas equações (05) e (07). Dessa forma, verifica-se o ELS-F – em que não deve ocorrer fissuração – e, caso esse critério seja atendido, a estrutura se enquadra em protensão limitada, e não parcial.

Figura 33 – Limites de tensão na combinação frequente da RPU 1.

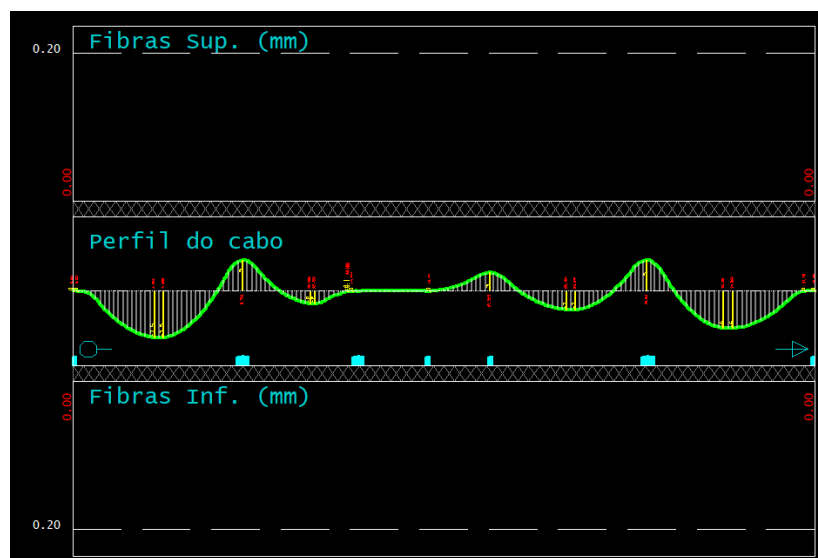


Fonte: Autora, 2025.

Embora seja permitido uma pequena tração na estrutura, limitado a 3,04 MPa, é possível observar na **Figura 33** que ocorre apenas tensão de compressão na seção, resultando em uma peça não fissurada, como mostra a **Figura 34**. Isso se repete em todas as RPUs.

Com base nos resultados obtidos nas verificações do ELS-D e ELS-F, em que a estrutura não está submetida a tração e não apresenta fissuração, respectivamente, pode-se concluir que, mesmo não sendo necessário, a estrutura se enquadra em protensão limitada. Isso contribui para uma estrutura maior resistência à agressividade ambiental, garantindo a preservação da estrutura por mais tempo.

Figura 34 – Limite de abertura de fissuras da RPU 1.

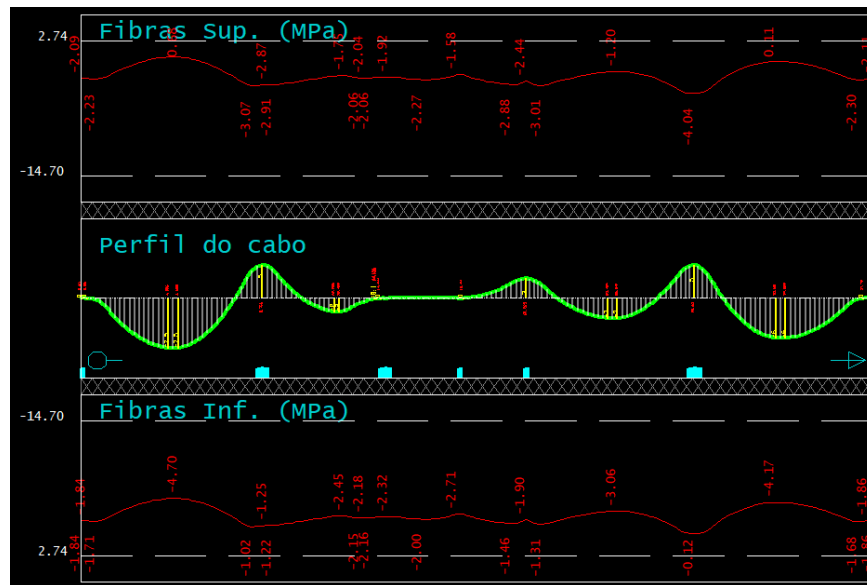


Fonte: Autora, 2025.

4.4.3 Limite de tensões para o ato da protensão – ELU

Os limites de tensão para o ato da protensão foram determinados com (1) e (3), com valores de -14,7 MPa e 2,74 MPa, respectivamente. A **Figura 35** ilustra o resultado da RPU 1. Além dessa, todas as RPUs atenderam aos valores limites. Caso isso não acontecesse, seria separado em duas ou mais etapas a protensão dos cabos, de maneira a não prejudicar a segurança da estrutura.

Figura 35 – Limites de tensão no ato da protensão da RPU 1.



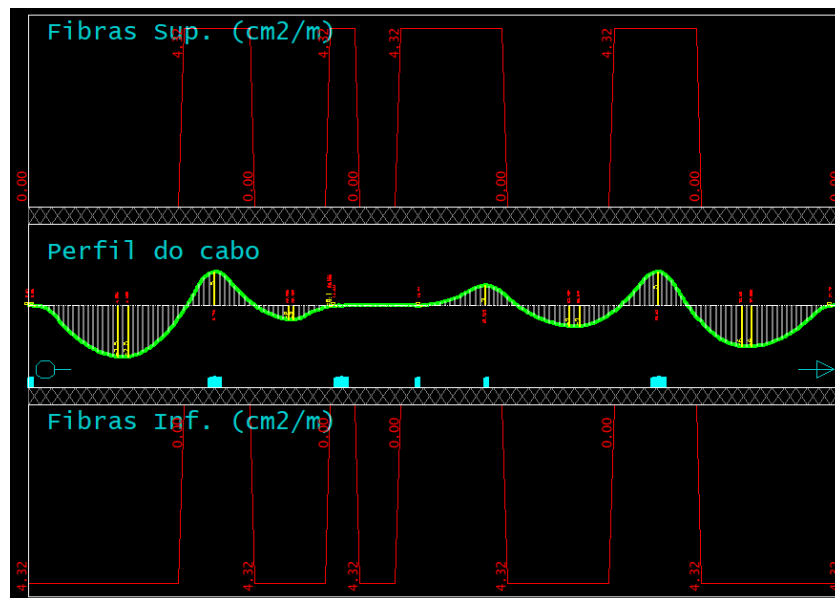
Fonte: Autora, 2025.

Definido os perfis dos cabos e verificado as respectivas tensões, é necessário adicionar os esforços gerados pela protensão na grelha equivalente, para que dessa forma seja considerado todos os esforços atuantes na laje no dimensionamento, inclusive os gerados pela protensão. Para isso, no CAD/TQS é feito o processamento do Hiperestático de Protensão. Após finalizado, é preciso repetir a verificação das tensões nas RPUs conforme descrito anteriormente, pois elas sofrem alterações e podem deixar de estar adequadas aos limites impostos para cada combinação. Fato que ocorreu para as RPUs 2 e 4, então foi realizado alterações nos perfis dos cabos e repetiu-se o processamento, etapa que deve ser repetida após qualquer alteração nas RPUs. Feito isso, verificou-se todas as tensões novamente e elas atendiam aos limites estabelecidos.

4.5 ARMADURA PASSIVA

O uso de armadura passiva é indispensável mesmo com o elemento sendo protendido, nem que seja o valor mínimo estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2023). O software utilizado dimensiona a taxa de armadura necessária para cada RPU, como mostra a **Figura 36**. Caso seja necessária elevada área de aço, é melhor optar pelo aumento do número de cabos, visto que a presença de uma grande quantidade de barras de aço e os cabos podem dificultar a execução. Esse fato não ocorreu em nenhuma das RPUs do projeto, que mantiveram uma taxa de armadura de 4,32 cm²/m. O resultado desse dimensionamento pode ser verificado nos **apêndices** deste trabalho.

Figura 36 – Área de armadura passiva por metro da RPU.

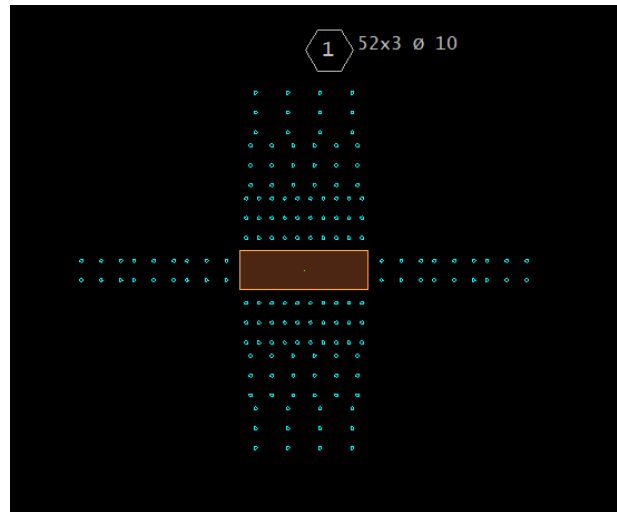


Fonte: Autora, 2025.

4.6 ARMADURA DE PUNÇÃO E FRETAGEM

Com a adição de vigas nas bordas da laje e parte central, restou apenas cinco pilares com a laje diretamente apoiada, diminuindo drasticamente os esforços de punção gerados sobre a mesma. O software faz o dimensionamento da armadura conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), apresentado na **Figura 37**. Para maiores detalhes, recomenda-se ler o **Apêndice 8**.

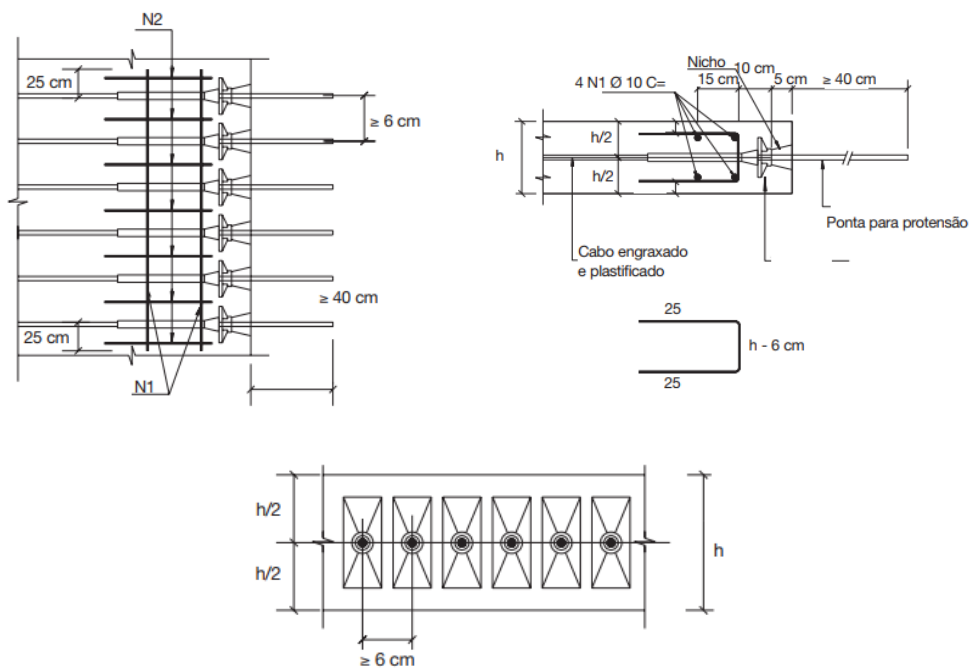
Figura 37 – Armadura de punção pilar P8.



Fonte: Autora, 2025.

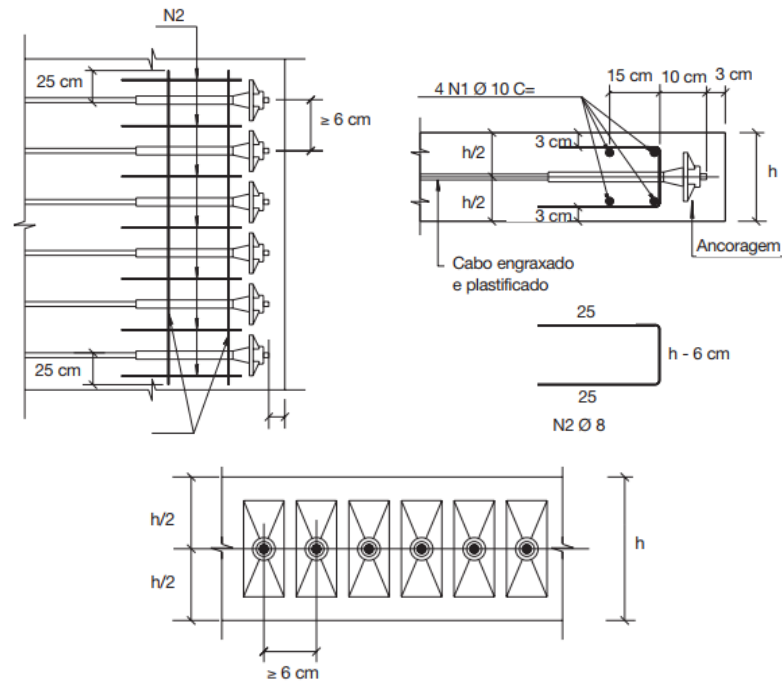
Para armadura de fretagem, optou-se por seguir a distribuição conforme os critérios de Cauduro (s.d.), que implica no uso de dois tipos de armadura na região onde ocorre esforços de tração devido a ancoragem. A primeira consiste em barras de 10mm ao longo de toda a laje, paralelas a borda em que estão as ancoragens. A segunda são barras de 8mm colocadas entre cada cabo, conforme detalhado na **Figura 38** e **39** para as ancoragens ativas e passivas, respectivamente.

Figura 38 – Detalhes armadura de fretagem da ancoragem ativa.



Fonte: Cauduro, s. d.

Figura 39 – Detalhes armadura de fretagem da ancoragem passiva.



Fonte: Cauduro, s. d.

4.7 PERDAS DE PROTENSÃO

Para análise da perda total de protensão no sistema de pós-tração não aderente, deve ser considerado as perdas imediatas ($t = 0$) e perdas progressivas ($t = \infty$), detalhadas previamente em 2.3. O CAD/TQS faz uma estimativa de que no tempo zero as perdas são de aproximadamente 6,80%, e com o decorrer do tempo atinge a perda máxima de 15%, totalizando 21,80%. Na **Tabela 15** encontra-se o resumo da força de protensão no decorrer do tempo estimadas pelo programa.

Tabela 15 - Força de protensão ao decorrer do tempo.

Tempo	Força (tf)	Perda (%)
Força inicial	15	6,8
Força em $t = 0$	13,98	15
Força em $t = \infty$	11,88	-

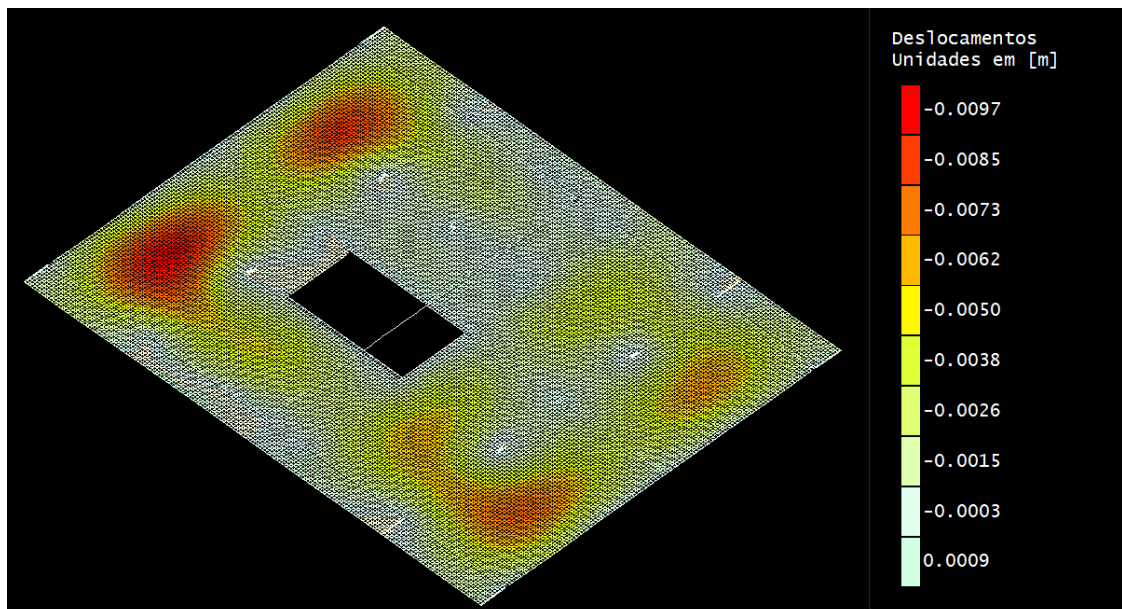
Fonte: Autora, 2025.

4.8 FLECHAS

A diminuição do tamanho da flecha é um dos principais ganhos ao optar-se por lajes protendidas. Devido à contra flecha gerada pela força de protensão, é provocado um alívio de cargas na estrutura, diminuindo o deslocamento significativamente. Projetistas recomendam que a protensão balanceie de 60 a 80% do peso próprio da estrutura, de forma a melhorar o desempenho em serviço e segurança da mesma (TQS INFORMÁTICA, 2020).

O peso próprio da laje gerou uma flecha de 0,97cm nas regiões com maiores vão, destacados pela cor vermelha na **Figura 40**.

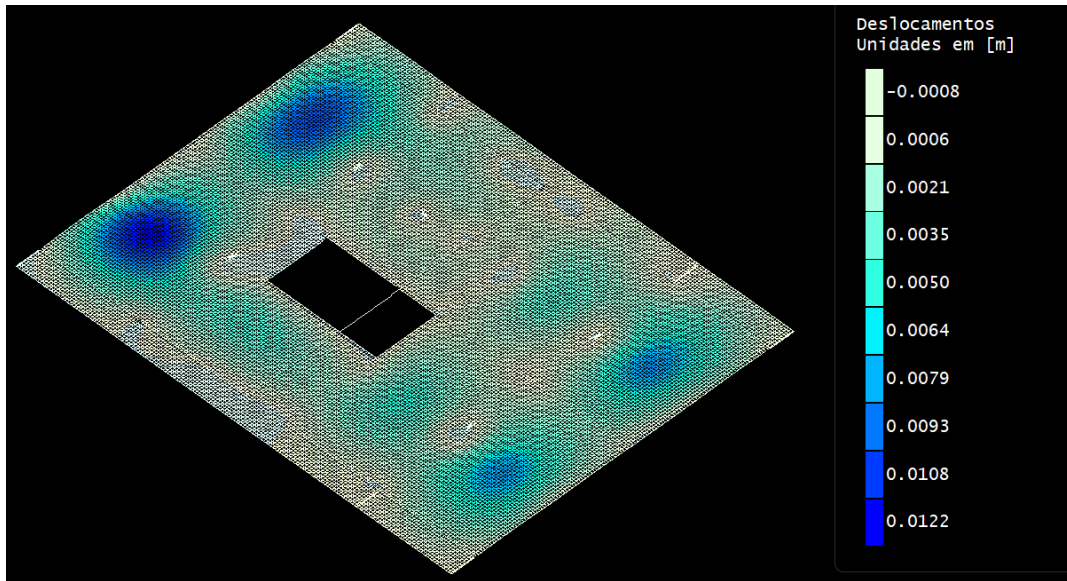
Figura 40 – Deslocamentos verticais geradas pelo peso próprio da laje.



Fonte: Autora, 2025.

Já as forças de alívio de protensão geraram na área com maior deslocamento uma contra flecha de 1,22cm (**Figura 41**), ou seja, no ponto mais crítico da estrutura a protensão balanceou 100% do peso próprio.

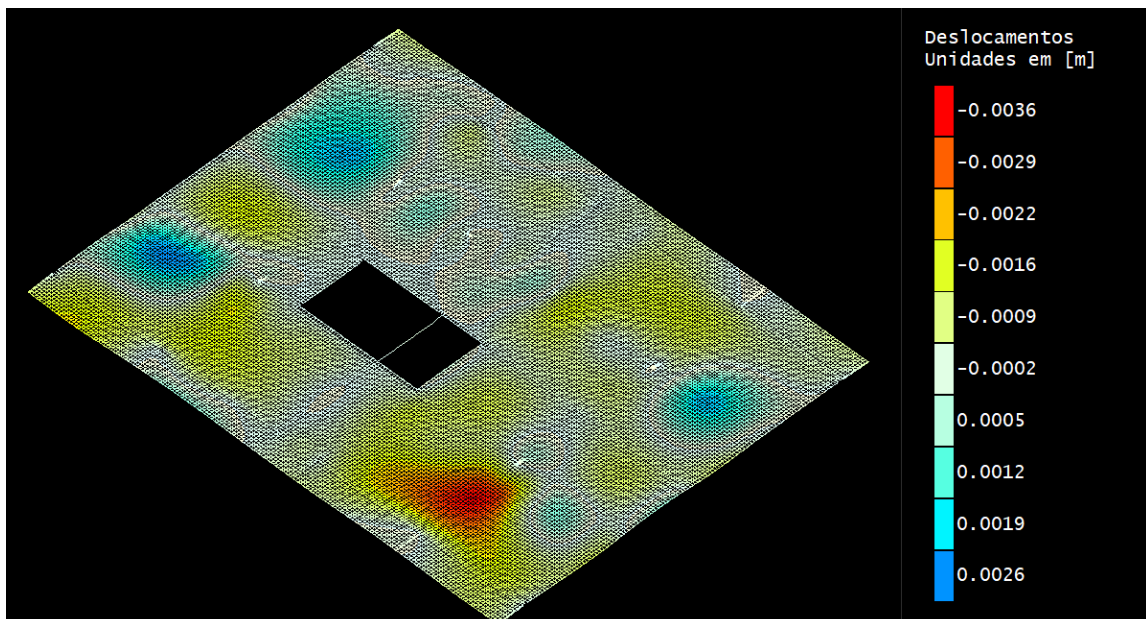
Figura 41 – Deslocamentos verticais geradas pela força de alívio de protensão.



Fonte: Autora, 2025.

A **Figura 42** mostra a grelha com os esforços do peso próprio e força de alívio. Ao observa-la é possível notar que na região em vermelho a protensão empregada na estrutura não foi suficiente para equilibrar o peso próprio, gerando uma flecha de 0,36cm nessa área. Para diminuir esse deslocamento, poderia ser adicionados mais cabos na RPU que corresponde a esta área (RPU 9), aumentando o alívio de carga na região. No entanto, não foi considerado necessário essa ação, visto que a maior flecha da estrutura atende a flecha máxima exigida por norma, como mostra a **Figura 43**.

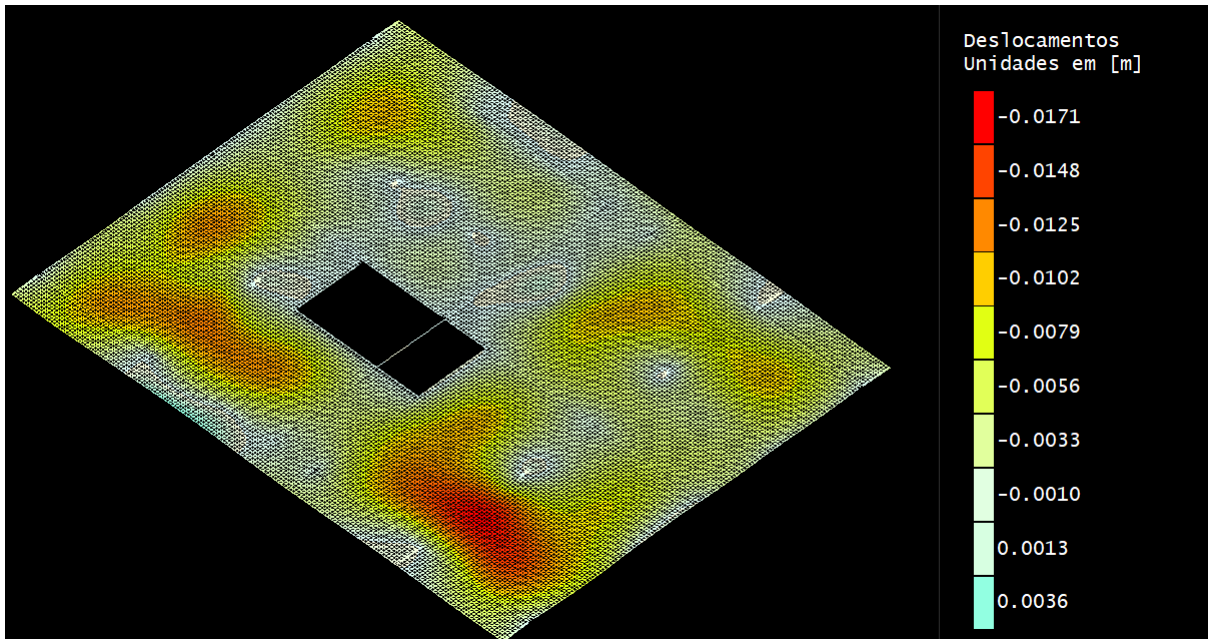
Figura 42 – Deslocamentos verticais geradas pela combinação peso próprio e força de alívio.



Fonte: Autora, 2025.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece como limite de deslocamento vertical a relação $l/250$, como mostra a **Tabela 9**. A região com maior flecha possui vão de 831,7 cm. Dito isso, o deslocamento máximo para laje é 3,32cm, assim a flecha de 1,71cm está dentro do determinado por norma com certa folga.

Figura 43 – Máximo deslocamento vertical da laje.



Fonte: Autora, 2025.

4.9 RESULTADOS

A quantidade de cordoalhas por RPU e de materiais para a construção da laje, conforme dimensionado, são apresentadas nas **Tabela 16** e **17**.

Tabela 16 – Consumo de materiais.

Consumos	
Concreto (m ³)	250,76
Formas (m ²)	1044,85
Armadura ativa (kgf)	10014,00
Armadura passiva (kgf)	15813,00
Ancoragem ativa (unid)	374
Ancoragem passiva (unid)	374

Fonte: Autora, 2025.

Tabela 17 – Total de cordoalhas por RPU.

Região de protensão uniforme (RPU)	Feixes	Cordoalha/feixe	Total de cordoalhas
1	10	2	20
2	9	4	36
3	7	3	21
4	9	4	36
5	9	3	27
6	18	3	54
7	16	3	48
8	12	2	24
9	27	4	108

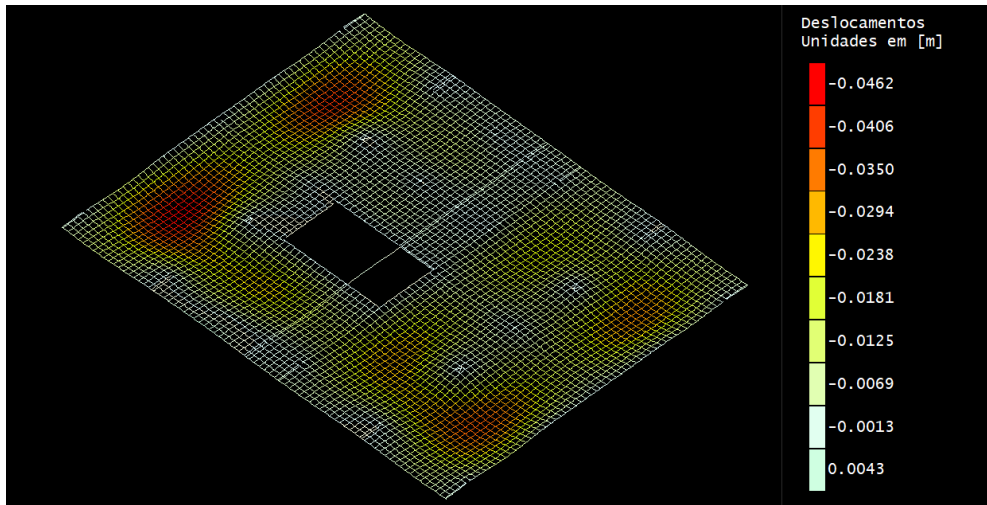
Fonte: Autora, 2025.

O peso total de armadura passiva superou o de aradura ativa, no entanto, algumas alterações poderiam ser tomadas para reduzir essa quantidade. Dentre elas, reduzir a carga na estrutura através da substituição do uso de alvenaria convencional para o uso de *drywall*. Visto que um dos objetivos da modelagem estrutural era manter a versatilidade dos ambientes, o uso do *drywall* ampliaria ainda mais essa vantagem, além de agregar outras a estrutura, como facilidade e rapidez de execução, além de gerar menos entulho na construção. A adoção dessa medida reduziria a carga de alvenaria interna em 76%, portanto teria um impacto significativo na quantidade de armadura, e possivelmente na espessura da laje.

4.10 ANÁLISE COMPARATIVA

Para efeito comparativo, foi realizado o processamento da laje em concreto armado convencional no CAD/TQS, mantendo o carregamento, configuração de pilares e vigas e, inicialmente, a espessura da laje. Como esperado, a flecha aumentou significativamente e chegou a 4,62cm na região com vão de 8,7m (**Figura 44**), que possui flecha limitada a 3,48cm, dessa forma, não atendendo ao limite normativo. Além disso, houve uma grande concentração de armadura negativa nos pilares centrais em que a laje está diretamente apoiada, sendo necessário elevadas bitolas da armadura.

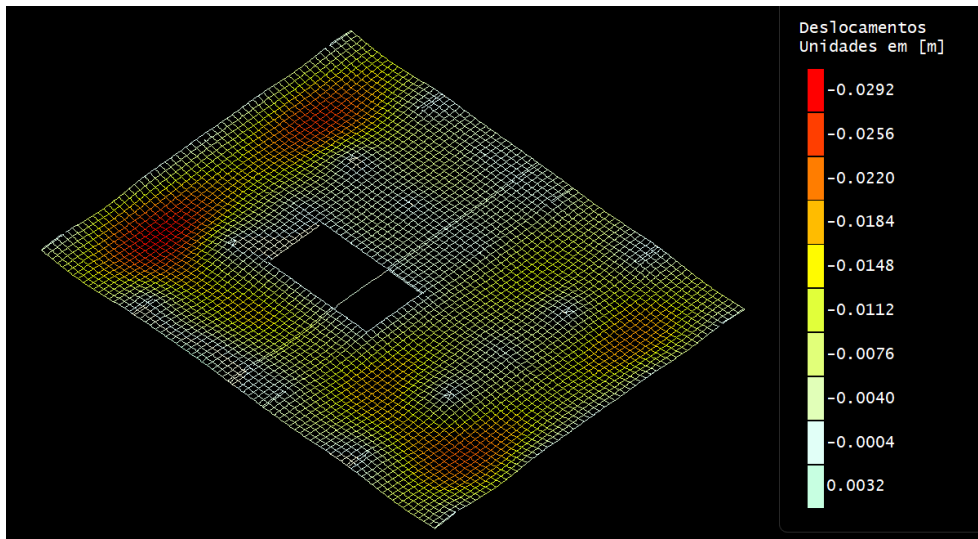
Figura 44 – Deslocamentos verticais para laje com 24cm em concreto armado, na combinação frequente.



Fonte: Autora, 2025.

Diante desse cenário, optou-se por aumentar a espessura da laje para 30cm, o que resultou em uma flecha máxima de 2,92 (**Figura 45**), dentro do limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2023). Entretanto, esse valor ainda é superior à flecha obtida com a protensão (1,71cm), evidenciando os benefícios da aplicação da protensão na estrutura.

Figura 45 – Deslocamentos verticais para laje com 30cm em concreto armado, na combinação frequente.



Fonte: Autora, 2025.

Mesmo com o aumento de 6cm na espessura da laje, o dimensionamento da armadura negativa próximo aos pilares precisou de bitolas de aço de até 20mm com espaçamento de 10cm em alguns pontos. Os resultados do consumo de materiais são apresentados na **Tabela 18**.

Tabela 18 – Consumo de materiais para laje em concreto armado e espessura de 30cm.

Consumos	
Concreto (m ³)	313,45
Formas (m ²)	1044,85
Armadura (kgf)	25169,00

Fonte: Autora, 2025.

Comparado aos resultados apresentados na **Tabela 16**, o aumento da espessura da laje resultou em um aumento de 25% no consumo de concreto. No entanto, quando considerada a taxa de armadura total (ativa e passiva) utilizada no concreto protendido, houve uma redução de 2,55% no consumo de aço.

A escolha entre concreto armado e protendido deve considerar os objetivos construtivos e os critérios do projeto. No caso do pavimento dimensionado, onde se buscava ambientes amplos e versáteis com a mínima interferência estrutural na arquitetura, a solução com protensão mostrou-se mais vantajosa, permitindo uma laje de espessura consideravelmente menor, impactando diretamente o pé direito da edificação, o que pode comprometer tanto a estética como a funcionalidade dos ambientes.

Outro aspecto negativo decorrente do aumento da espessura da laje é o incremento de carga sobre a estrutura e, conseqüentemente, sobre a fundação. Esse efeito é ainda mais crítico em edifícios, onde o peso extra se acumula a cada pavimento, exigindo um dimensionamento mais robusto da fundação.

Por outro lado, optar pela laje em concreto armado pode ter algumas vantagens, como a redução dos custos associados à protensão, como mão de obra especializada, aço de alta resistência e custos adicionais de projeto. Embora redução da taxa de aço seja apenas 2,55% na comparação entre concreto armado e protendido, pode haver um impacto significativo no valor final da obra, visto que o aço utilizado na protensão possui valor mais elevado.

Portanto, ao definir o método construtivo mais adequado, é essencial avaliar os impactos estruturais de forma global, considerando os benefícios e desafios associados a cada escolha.

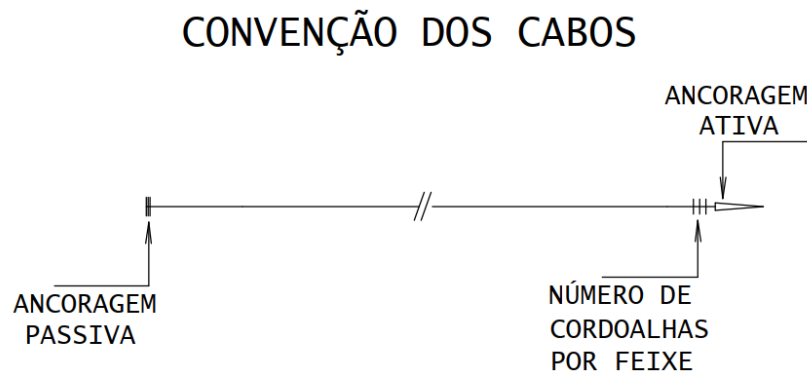
5 DETALHAMENTO

A etapa final do projeto é o detalhamento, um processo essencial, pois a execução da correta da estrutura depende da correta interpretação das informações em prancha. Com isso, será fornecido a seguir instruções de como fazer essa leitura corretamente.

O CAD/TQS gera o detalhamento das armaduras passivas e de punção, e a tabela com quantitativos. No entanto, no caso das armaduras passivas, recomenda-se a revisão e edição das bitolas do aço e comprimento das barras, a fim de uniformizar os elementos e otimizar a execução.

No detalhamento dos cabos, o *software* elabora a prancha com o posicionamento dos cabos, quantidade de cordoalhas por feixe, nomenclatura e a direção da ancoragem ativa e passiva, conforme ilustrado na **Figura 46**. Além disso, gera a tabela com o quantitativo de cabos e ancoragem, o comprimento do cabo e do pré-alongamento (**Tabela 19**), e ainda uma tabela resumo para facilitar a compra de materiais (**Tabela 20**). Informações adicionais, como cotas, detalhes específicos e dados complementares, são inseridas pelo projetista diretamente no programa. O detalhamento completo das pranchas está nos **apêndices** deste trabalho.

Figura 46 – Detalhes do cabo em planta.



Fonte: Autora, 2025.

Tabela 19 – Quantitativo de protensão para os cabos concentrados.

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7									
CABO	Ø (mm)	Quant.	COMPRIMENTO (m)		ANCORAGENS			ALONG (mm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C74 a C83	2 Ø 12.7	10	38.8	777	20	20		0	239
C84 a C92	4 Ø 12.7	9	38.8	1398.5	36	36		0	237
C93 a C99	3 Ø 12.7	7	38.8	815.8	21	21		0	240
C100 a C108	4 Ø 12.7	9	38.8	1398.5	36	36		0	234
C109 a C117	3 Ø 12.7	9	38.8	1048.9	27	27		0	238

Fonte: Autora, 2025.

Tabela 20 – Resumo do quantitativo para os cabos concentrados.

RESUMO DE PROTENSÃO: Monocordoalhas não aderentes							
CABO				ANCORAGENS			
Ø (mm)	COMP (m)	PESO			A	P	I
		kgf/m	kgf	kgf+4%			
2 Ø 12.7	777	0.886	688	716	20	20	
4 Ø 12.7	2797	0.886	2478	2577	72	72	
3 Ø 12.7	1865	0.886	1652	1718	48	48	

Fonte: Autora, 2025

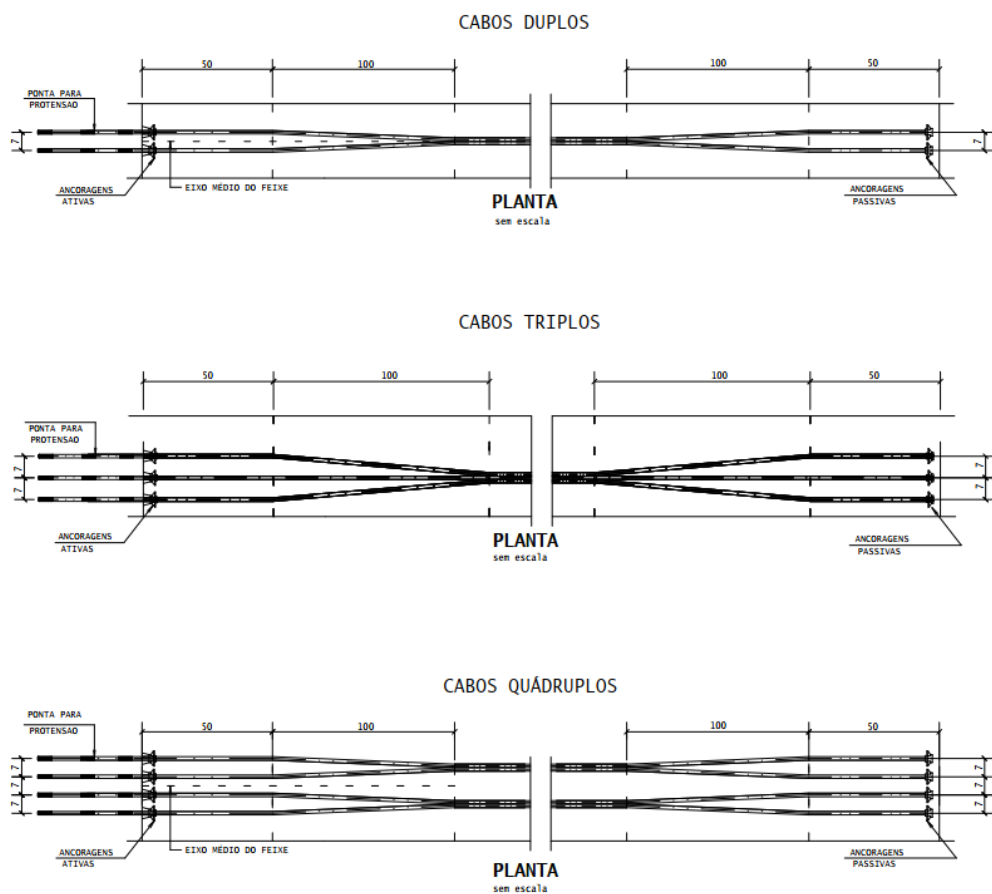
Para melhor compreensão, a **Figura 48** apresenta o detalhamento dos cabos da RPU 7, que conta com 16 feixes, cada um contendo 3 cordoalhas. Os cabos são representados por linhas contínuas, enquanto as linhas tracejadas indicam o espaçamento entre as cotas verticais, elemento fundamental para o correto posicionamento do traçado dos cabos durante a execução.

Optou-se por um espaçamento padrão de 80 cm, porém, nas regiões dos pilares, foi adicionada uma cota extra para que coincidissem ou ficasse próxima ao centro do pilar. Dessa forma, em algumas áreas, há variação no espaçamento, sempre mantendo valores inferiores a 80 cm.

O pré-alongamento dos cabos está apresentado na tabela da **Tabela 19**, contida na prancha do projeto. Entretanto, essa informação também foi inserida ao lado dos cabos para facilitar a leitura do projeto e evitar possíveis erros.

Um aspecto importante a ser detalhado é o desvio dos cabos. Quando se utilizam feixes, os cabos começam a se separar em um determinado ponto, respeitando uma inclinação máxima de 1/10. No caso em questão, com espaçamento de 7 cm entre os eixos dos cabos, o desvio deve iniciar, no mínimo, 120 cm antes da ancoragem, considerando 70 cm para atender à inclinação limite e 50 cm de trecho reto. No projeto, adotou-se um desvio de 100 cm, apresentado na **Figura 49**, garantindo um ângulo inferior ao máximo permitido, proporcionando maior segurança e conformidade com as diretrizes normativas.

Figura 48 – Detalhamento do desvio dos cabos.

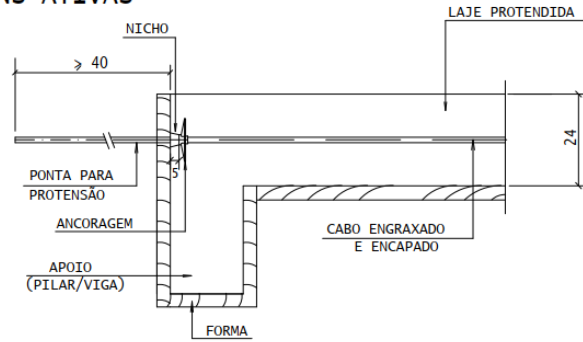


Fonte: Autora, 2025.

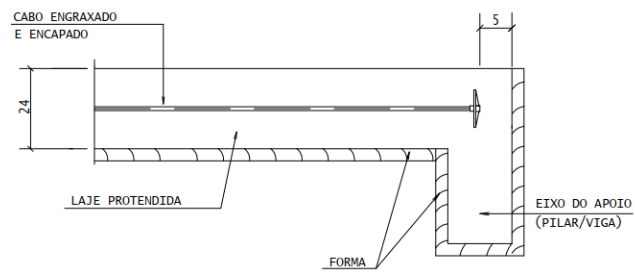
A **Figura 50** apresenta o detalhamento em corte da região das ancoragens, onde é mantido um distanciamento de 5 cm entre a ancoragem e a face da laje, evitando interferências no acabamento da construção. No lado ativo, onde será aplicada a força de protensão, é necessário deixar uma sobra mínima de 40 cm de cabo além da placa de ancoragem. Esse comprimento adicional permite a correta posição do macaco hidráulico para realização do tracionamento. Após a conclusão do processo, o excedente do cabo é cortado.

Figura 49 – Detalhamento das ancoragens, em corte.

ANCORAGENS ATIVAS



ANCORAGENS PASSIVAS



Fonte: Autora, 2025.

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi desenvolvido o projeto de uma laje protendida para um pavimento residencial composto por oito apartamentos, utilizando o software CAD/TQS. O principal objetivo foi realizar o dimensionamento da laje de forma a atender integralmente os requisitos da NBR 6118 (ABNT, 2023), garantindo segurança, eficiência estrutural e viabilidade construtiva.

A utilização da protensão permitiu vencer vãos superiores a 8 metros sem a necessidade de elevado número de pilares e vigas dentro dos apartamentos, proporcionando maior flexibilidade e versatilidade aos ambientes. Como resultado, obteve-se uma laje com espessura final de 24 cm, sem ocorrência de fissuração e em conformidade com os limites normativos.

Um dos principais desafios encontrados no dimensionamento da laje protendida foi a necessidade de equilibrar os altos momentos fletores em determinadas regiões, especialmente nas RPU 2 e 4, onde a largura limitada restringiu a quantidade de cabos possíveis. Para atender aos limites de tensão, foi necessário utilizar o máximo número de cabos que cabiam na RPU e adotar excentricidade máxima nos pontos críticos.

Além disso, observou-se uma carga elevada sobre a estrutura, o que indica que ajustes poderiam ser feitos para otimizar o dimensionamento. Uma alternativa viável seria a redução da carga permanente, substituindo a alvenaria convencional dentro dos apartamentos por *drywall*, o que diminuiria a carga das paredes internas em aproximadamente 76%, impactando diretamente na quantidade de armadura necessária e, possivelmente, na espessura da laje.

O uso do software CAD/TQS foi fundamental para agilizar o dimensionamento e o detalhamento da estrutura, permitindo maior precisão para resolver os desafios encontrados e minimizar possíveis erros de cálculo. No entanto, reforça-se a importância de uma análise dos resultados e da verificação rigorosa dos requisitos normativos, garantindo a segurança e o desempenho adequado da estrutura.

Os resultados obtidos se mostram vantajosos quando comparado com a laje em concreto armado, em que com a mesma espessura de laje não foi possível atender ao limite normativo para a flecha da estrutura. Para isso, foi necessário aumentar em 6cm a espessura da laje, elevando o consumo de concreto em 25%. Por outro lado, houve uma redução na taxa de armadura em 2,55%.

Dessa forma, este trabalho demonstrou que o uso de lajes protendidas é uma solução eficiente para edificações que precisam de amplos vãos livres, contribuindo para um melhor aproveitamento do espaço arquitetônico sem comprometer a segurança e a eficiência estrutural.

Ademais disso, mostrou os ganhos que se tem com a integração entre tecnologia e conhecimento técnico no desenvolvimento de projetos estruturais.

Sugere-se, para trabalhos futuros, o dimensionamento do modelo de laje substituindo a alvenaria interna por *drywall*, a fim de verificar se há um impacto significativo; alterar a direção dos cabos concentrados e distribuídos para analisar possíveis mudanças no dimensionamento; variar o posicionamentos dos cabos em arranjos concentrado-concentrado, distribuído-distribuído e misto, com o objetivo de avaliar o impacto nos esforços e dimensionamento da laje; comparar os custos entre lajes em concreto armado e concreto protendido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AALAMI, B. O. **Post-tensioned Buildings: Design and Construction**. International Edition, 2014.

ALMEIDA FILHO, F. M. **Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas**. 2002. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas), 284 p. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos de concreto protendido**. Notas de aula, Curso de Graduação em Engenharia Civil. Bauru: UNESP, 2021.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em Concreto Protendido: Cálculo e Detalhamento**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 2012. 431 p.

CAUDURO, E. L.; GARCIA, D. L. Evolução dos Aços para Protensão no Brasil. **Concreto e Construções**. São Paulo, ed. 78, p. 69-71, Abr-jun, 2015.

CAUDURO, E. L. **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas**. 2ª ed. Belgo Mineira, s.d.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto Protendido: Teoria e prática**. 2ed. São Paulo: PINI, 2015.

CONCRETE SOCIETY TECHNICAL REPORT n° 43. **Post-tensioned Concrete Floors – Design Handbook**. London: The Concrete Society, 1994.

CORREA, K. M. **Projeto de arquitetura**. Projeto cedido pela empresa Átria Engenharia. Foz do Iguaçu, 2020.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. Editora Interciência Brasília, 2005. 116 p.

INSTITUTO PORTUGUÊS DE QUALIDADE (IPQ). **Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Part 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. Lisboa: IPQ, 2010.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos: USP, 2005.

MELLO, A. L. V. **Cálculo de lajes lisas com protensão parcial e limitada**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), 128 p. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

SCHMID, M. T. **Lajes Planas Protendidas**. 3ª ed. São Paulo: Rudloff, 2009.

TQS DOCS. Fluxograma, 2018. Disponível em:

<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3220&language=pt-BR>. Acesso: 06 de mar. de 2025.

TQS DOCS. RPU e RTE, s.d. Disponível em:

<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3228&language=pt-br>. Acesso: 06 de mar. de 2025.

TQS DOCS. Visão Geral, s.d. Disponível em:

<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3147&language=pt->

[br#:~:text=Modelo%20IV,pilares%20e%20Fundam%3%A7%C3%B5es%20do%20edif%3%ADcio">br#:~:text=Modelo%20IV,pilares%20e%20Fundam%3%A7%C3%B5es%20do%20edif%3%ADcio](#). Acesso: 26 de mar. de 2025.

TQS INFORMÁTICA. Sobre a TQS, s.d. Disponível em: <https://www.tqs.com.br/about>.

Acesso: 06 de mar. de 2025.

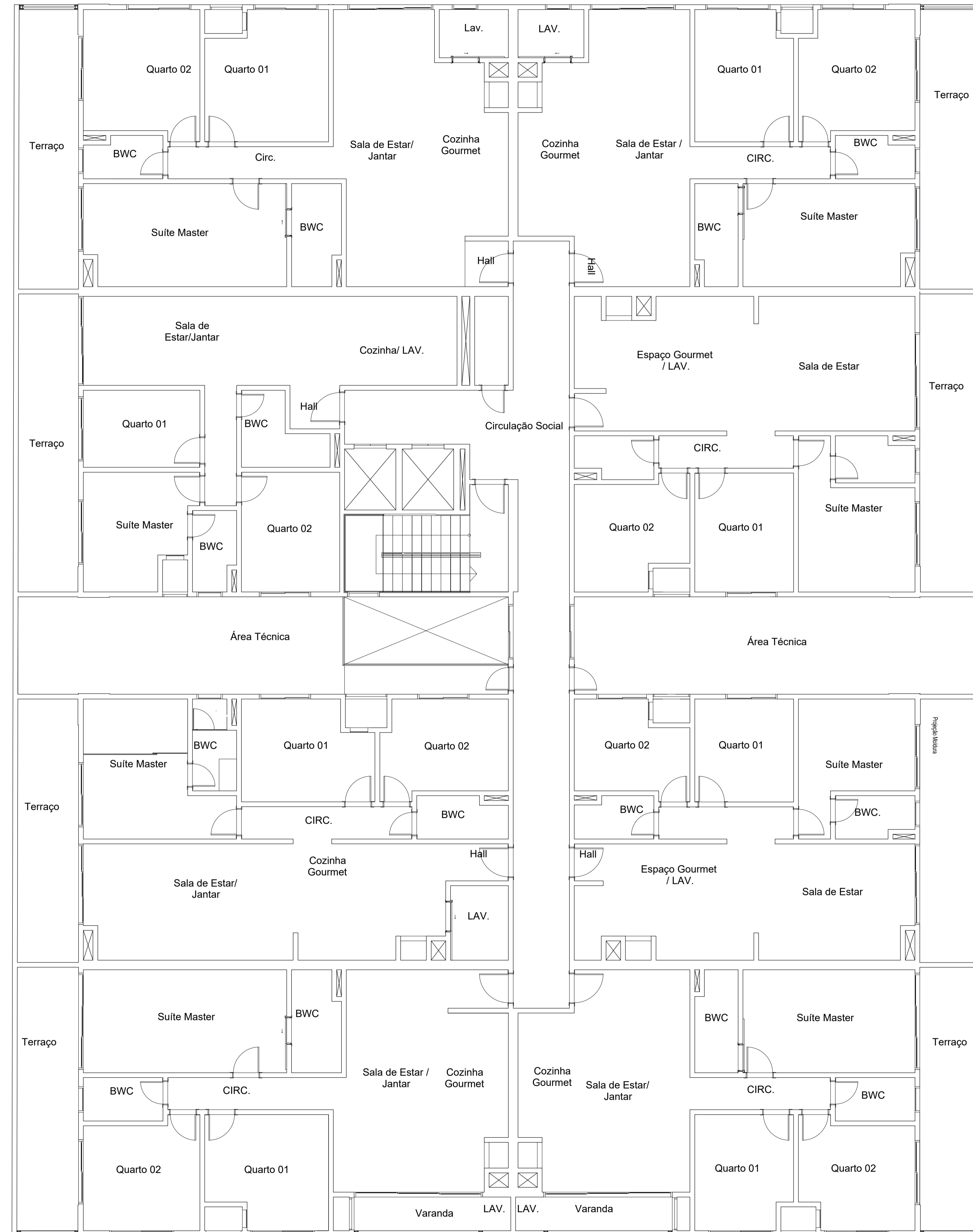
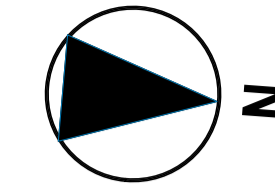
TQS INFORMÁTICA. **WEBNAR TQS LAJES PROTENDIDAS - CONCEITOS E EXEMPLOS**. Youtube, 7 ago. 2020. Disponível em:

<https://www.youtube.com/watch?v=xw5oS7nF2Kw>. Acesso em: 6 mar. 2025.

ANEXO

TIPO - Planta arquitetônica

esc. 1:75

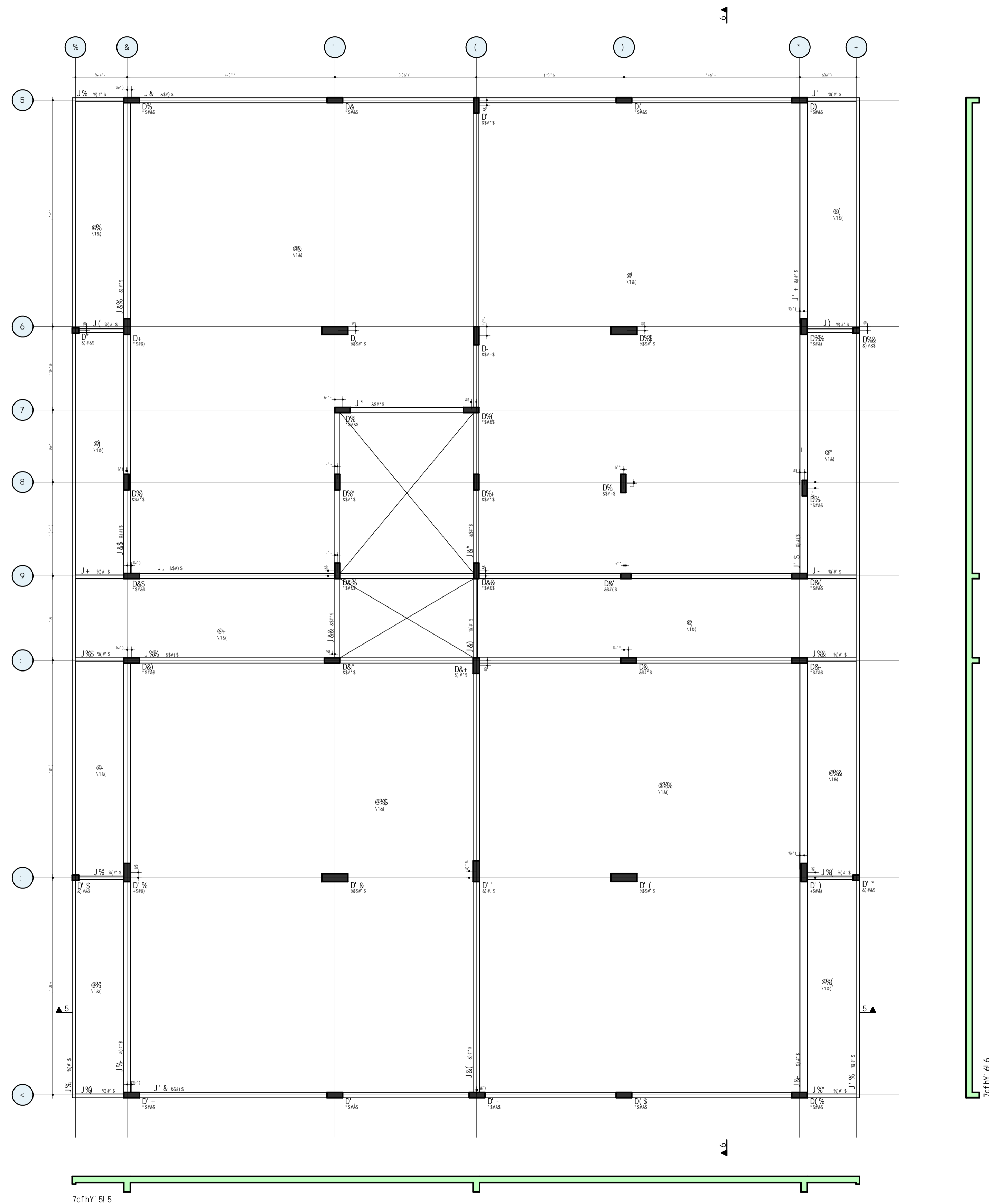


UNIVERSIDADE FEDERAL DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA - UNILA		
ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA		
Trabalho de Conclusão de Curso		
TIPO - Planta arquitetônica		
ESCALA: 1/75	Unidade de medida: m	Prancha: 001

APÊNDICES

8YgYb\c' dffcXi n] Xc' dcf' j Yfg~c' UWUX..a] WUž' dfc] V] Xc' i gc' WcaYfWj U'

H=DC ! : D' UbhU' XY' ZcfaUg
YgW' % %SS



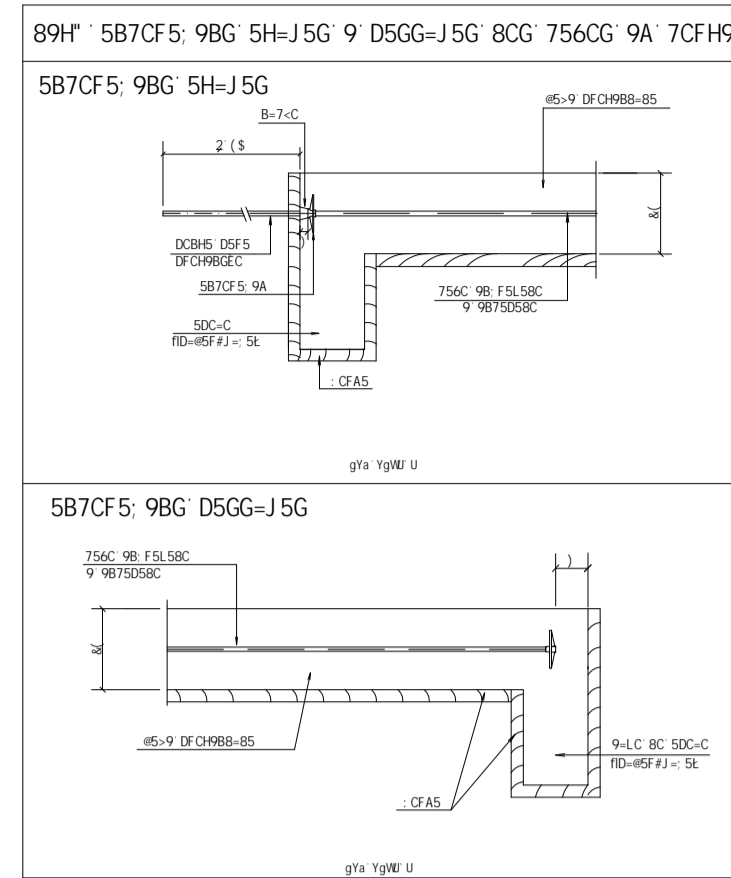
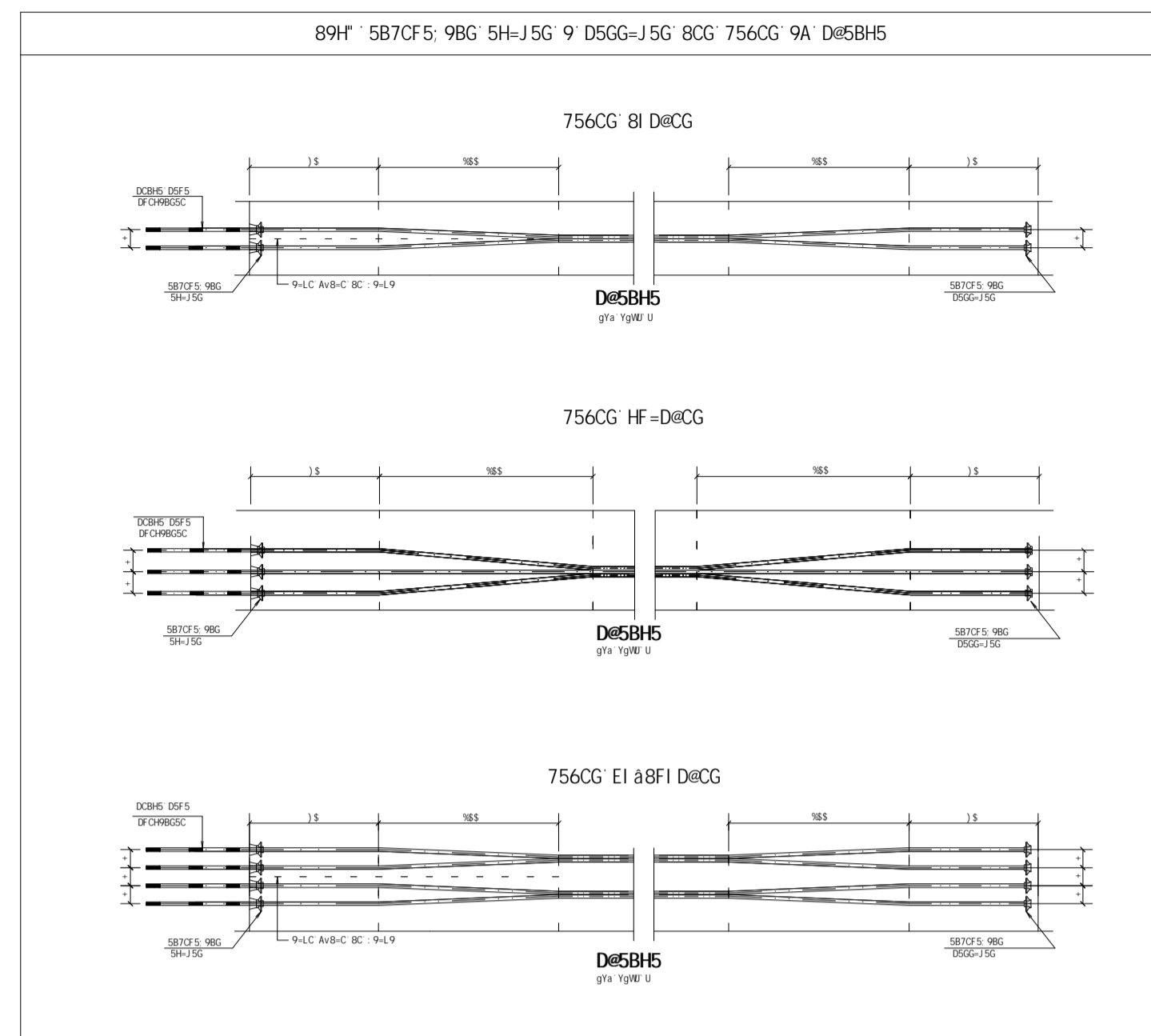
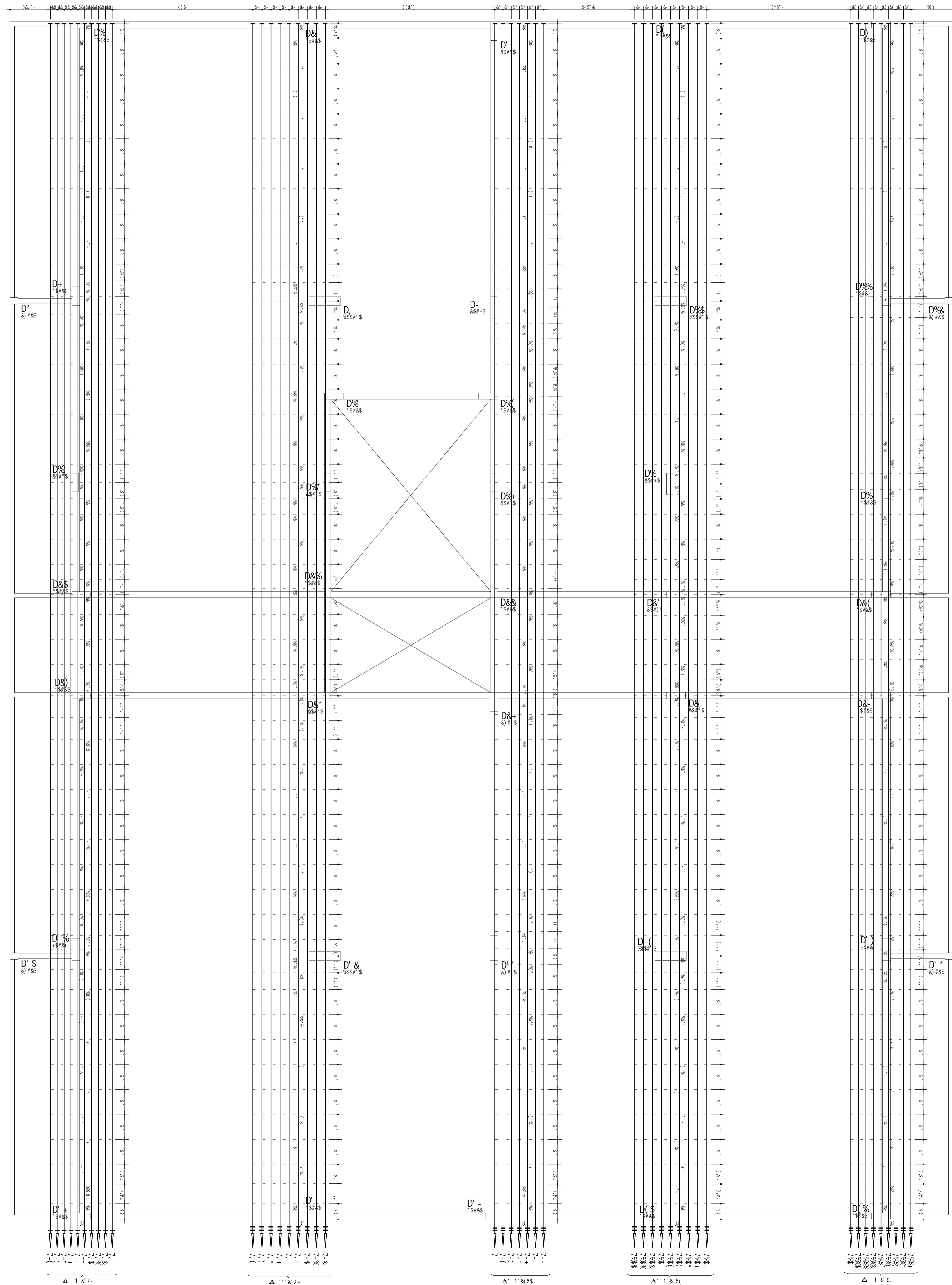
76-9899		\$\$\$%
UNILA		890' B'-C
TCC		\$\$\$&
TIPO - Planta de formas		
F9J' B'-C		\$\$
890' B'-C	907595 % %SS	890' B'-C
99 #S&#S&S&	8971 H-D: CFI \$\$\$ FSS	7008'
Verão Final Homologada		98' -C
11/04/2025 21:47		

Vertical text on the left edge of the page, likely a project or file identifier.

8YgYb\c' dfcXi n]Xc' dcf' j Yfg~c' UWX.a] WŹ' dfc]V]Xc' i gc' WcaYfWU

H=DC ! ' 7UVcg' W&bWbhf UXcg

YgW % +)



89H' DCG=7-CB5A9BHC 85G D@575G
89 5B7CF5; 9A

756CG G-AD@9G

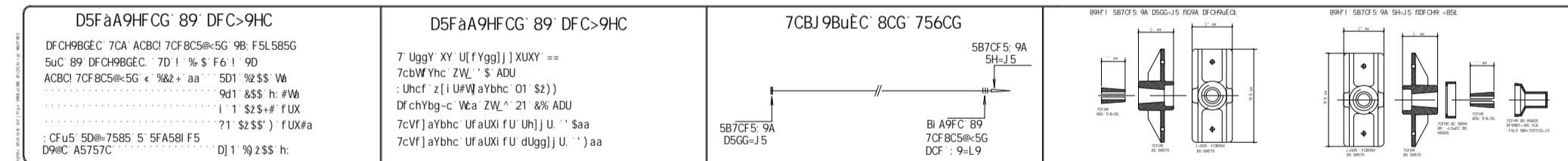
756CG 8I D@CG

756CG HF=D@CG

756CG EI a8FI D@CG

DFCH9BGC. 5uC		7D% \$ F6 %&' + ! %&' +	
756C	< float	E	SHCB float
7x (5 7)	8 + 700 +	108	85 85 S 8'
7x (5 7)	(+ 700 +	-	85 85 S 8'
7x (5 7)	(+ 700 +	-	85 85 S 8'S
7x85 5 785	(+ 700 +	-	85 85 S 8'
7x85 5 785	(+ 700 +	-	85 85 S 8'

F9GI AC 89 DFCH9BGC		AcboVfXcU \Ug b-c UXfYbHtg	
+	7CAF	D5G	5B7CF5 9BG
aa	a	127a	12
8 + 700 +	+++	5'	85 85
(+ 700 +	8++	8'	85 85
(+ 700 +	9')	8'	85 85

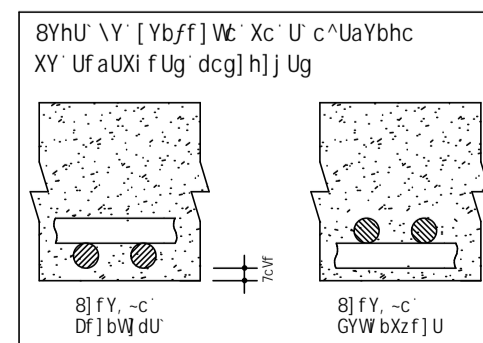
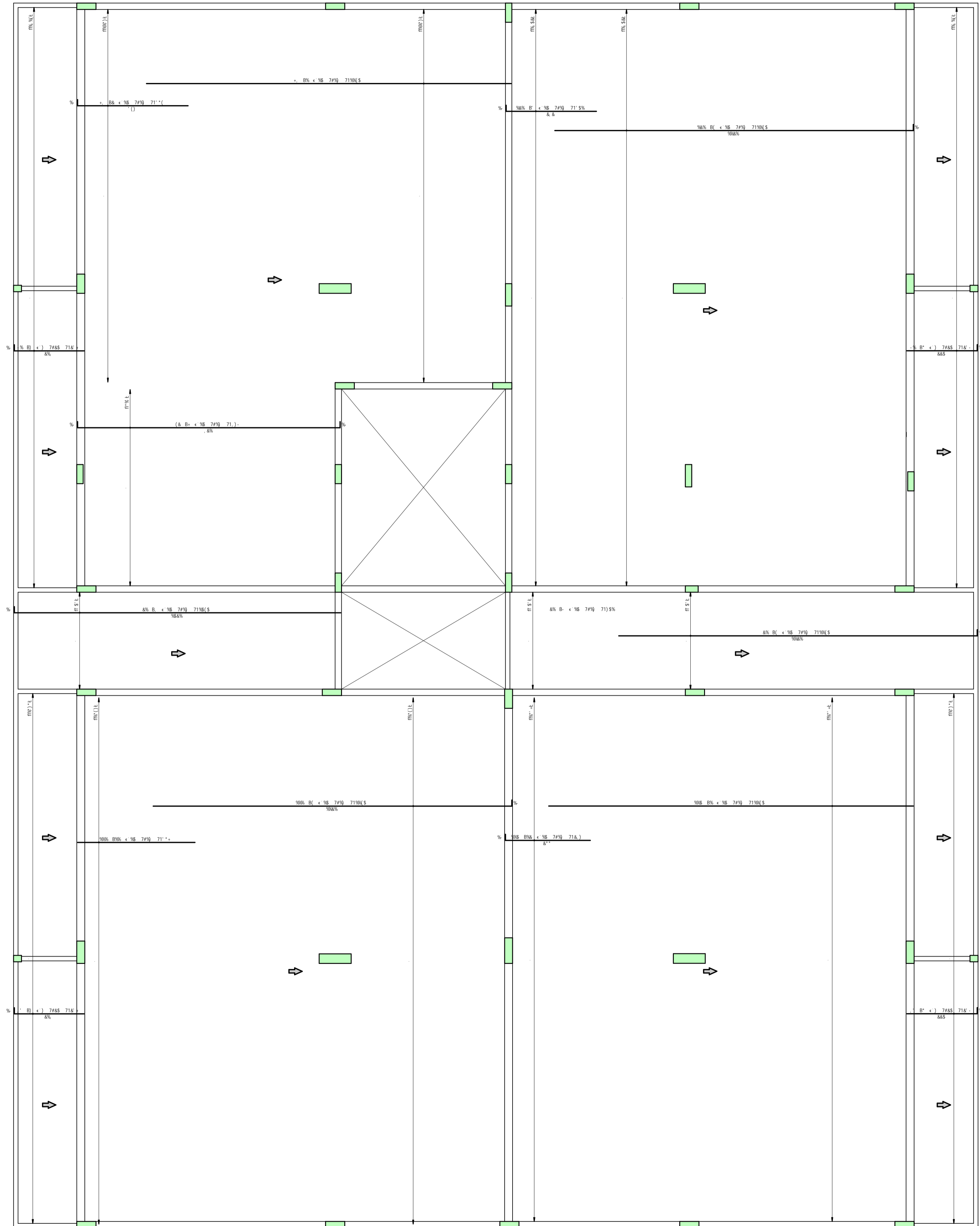


7CB7F9HC ZVL 1'' S ADU	CMS B'-C \$\$\$%
78-989 UNILA	89C' B'-C \$\$
CAF5 TCC	F9J' B'-C \$\$
H-H HC TIPO - Cabos concentrados	
89H' 5B7CF5; 9A 7CFH9	907595 % +)
89H' DCG=7-CB5A9BHC 85G D@575G	907595 % +)
89 5B7CF5; 9A	907595 % +)

8YgYb\c' dfcXi n] Xc' dcf' j Yfg~c' UWUX..a] WUz' dfc] V] Xc' i gc' WtaYfW] U`

H=DC' ! ' 5f aUXi f U' dcg] h] j U' df] bW] dU`

YgW' % +)



5uC	DCG	6=H	EI 5BH	7CADF=A9BHC
	aa			I B=H HCH5@
H=DC' ! ' 5f aUXi f U' dcg] h] j U' df] bW] dU`				Wb Wb
.....\$5%%%%& \$
.....\$5&%+(& - &
.....\$5(.....%%&(& %
.....\$5)%%& (& \$
.....\$5)%%(& - (& %
.....\$5+%(&) - * \$ +
.....\$5-%&%& \$
.....\$5%%%&) \$ %
.....\$5%%%&+ (\$ +
.....\$5%%%&) % \$

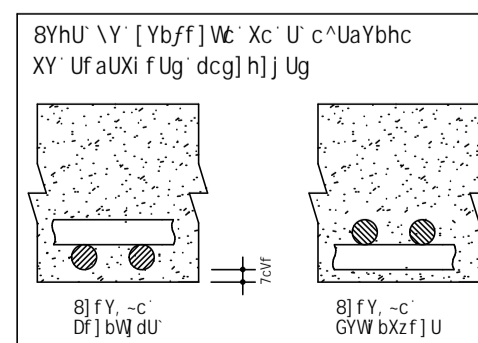
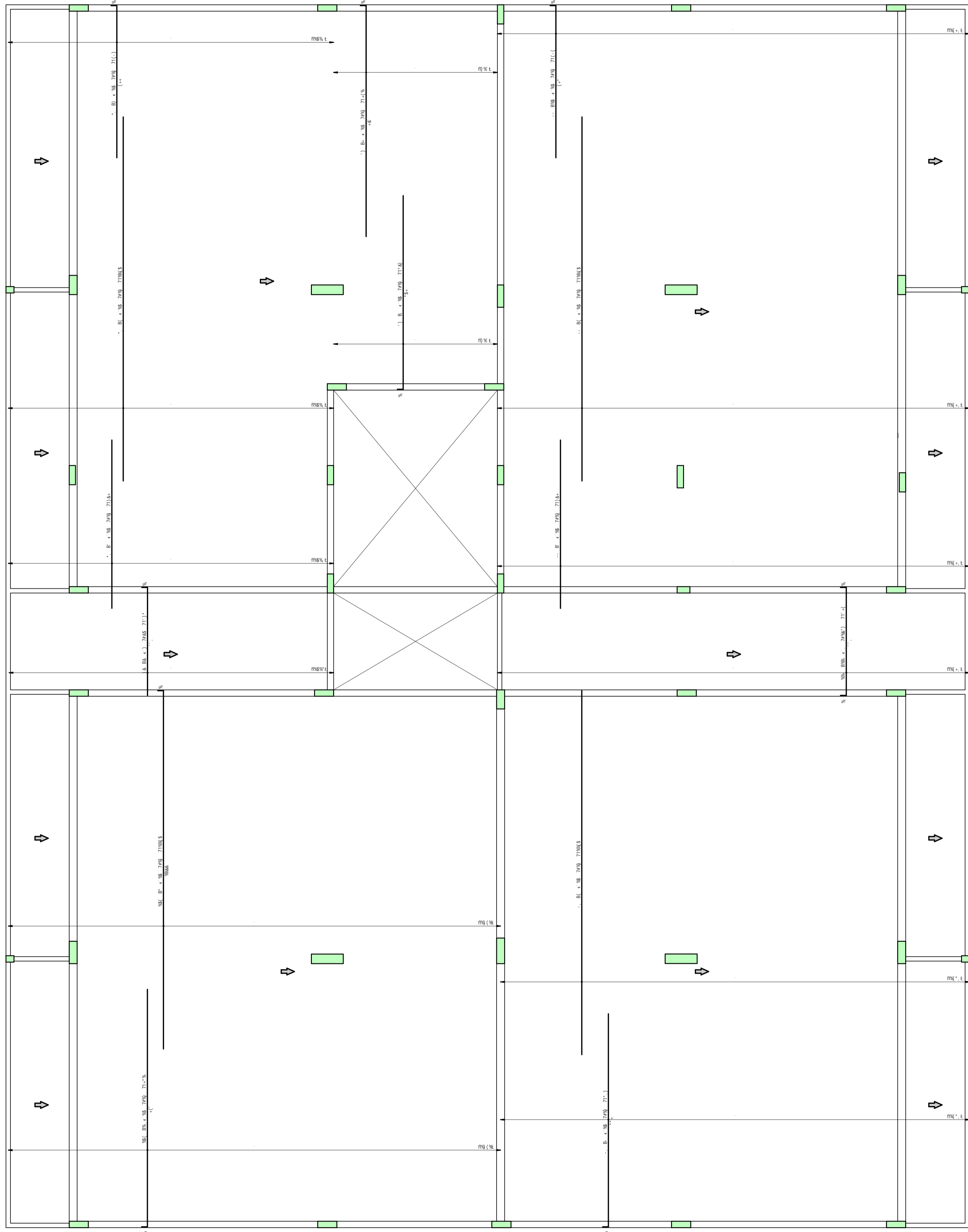
F9GI AC 89 5uC			
5uC	6=H	7CADF	D9GC
	aa	a	[Z
.....\$5)&%
.....\$5%+ \$ %(* -
DYgc HchU\$5 1%[Z
DYgc HchU\$5 1(* -[Z

7CB7F9HC		CMS B' - C	
ZVL' 1' \$ ADU		\$\$\$%	
7b-9899		89C' B' - C	
UNILA		\$\$\$+	
CFS		TCC	
H-H HC		TIPO - Armadura positiva principal	
F9J' B' - C		\$\$	
89H	9C79H	89C9H	703F'
9C #S&#S&S)	% +)	897I H-DI 85> \$S+I FSS	Wb' - C

8YgYb\c' df cXi n] Xc' dcf' j Yf g~c' UWUX..a] WUž' df c] V] Xc' i gc' WcaYfW] U`

H=DC' ! ' 5f aUXi f U' dcg] h] j U' gYW bXzf] U

YgW' % +)



5uC	DCG	6=H	EI 5BH	7CADF=A9BHC
	aa			I B=H
H=DC	! ' 5f aUXi f U' dcg] h] j U' gYW bXzf] U			HCH5@
				V@

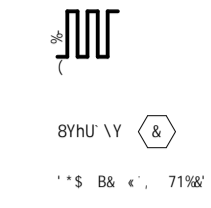
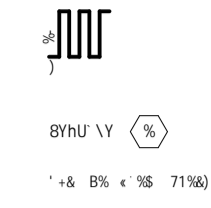
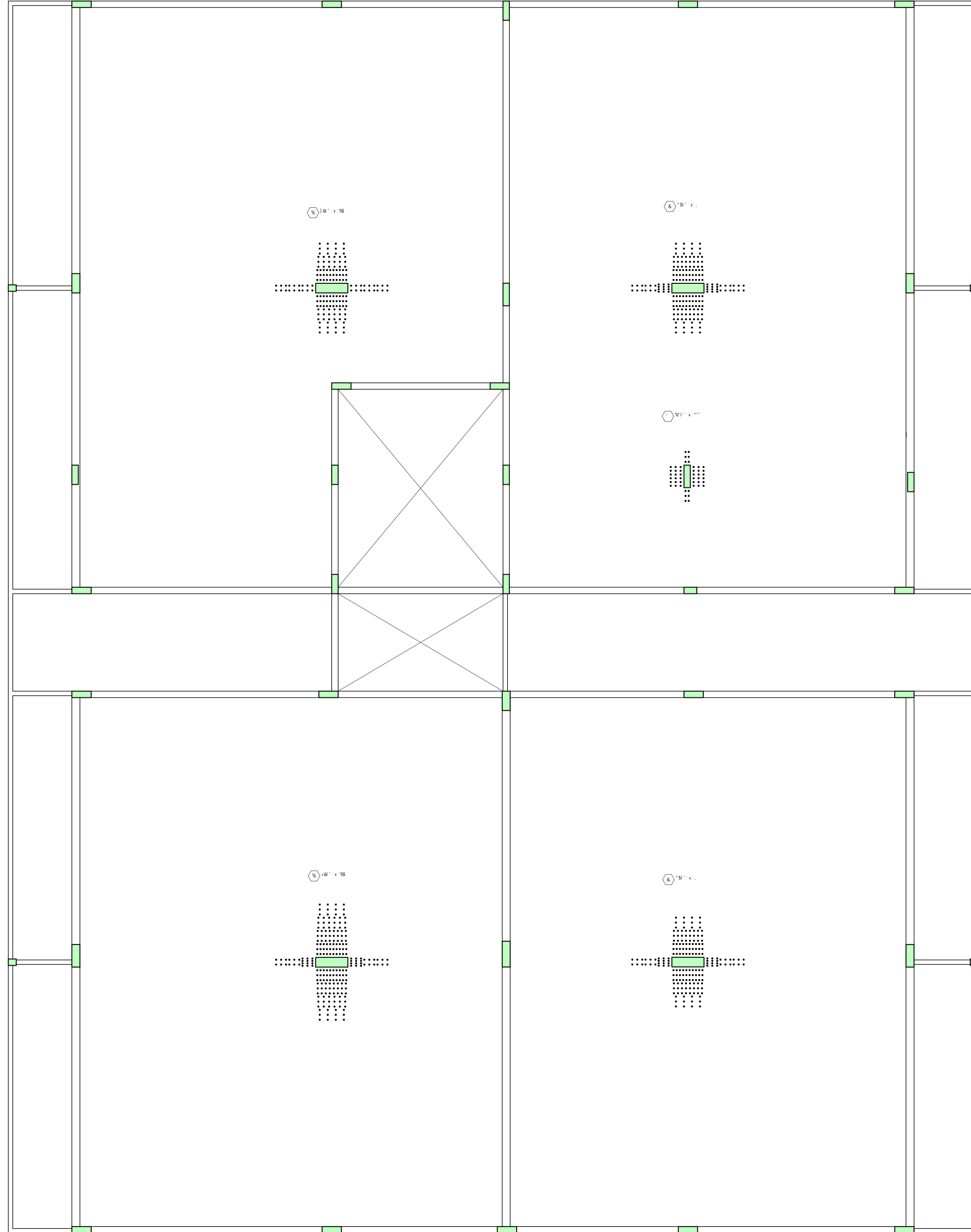
F9GI AC 89 5uC			
5uC	6=H	7CADF	D9GC
	aa	a	Z
		%) &	% +
		% ()	% ()
DYgc HchU	\$5 1		& - Z
DYgc HchU	\$5 1		\$&% Z

7CB7F9HC		CMS B' - C
ZVL' 1' \$ ADU		\$\$\$%
7b-9899		89C' B' - C
UNILA		
CFS		TCC
H-H HC		TIPO - Armadura positiva secundária
		F9J' B' - C
		\$\$
89H	90796	9098C
#S&#&S&	% +)	897I H-DI 85>I \$\$. I FSS
		703F'
		W@' - C

8YgYb\c' dfcXi n] Xc' dcf' j Yfg~c' UWUX..a] WUz' dfc] V] Xc' i gc' WcaYfW] U`

H=DC ! ' 5f aUXi f U' XY' di b, ~c

YgW' % +)



5uC	DCG	6=H	EI 5BH	7CADF=A9BHC
		aa		I B=H HCH5@ V6
H=DC	! ' 5f aUXi f U' XY' di b, ~c			
.....) \$5) \$5) \$5) \$5) \$5
.....) \$5) \$5) \$5) \$5) \$5

F9GI AC 89' 5uC			
5uC	6=H	7CADF	D9GC
	aa	a	z
.....) \$5) \$5) \$5) \$5
.....) \$5) \$5) \$5) \$5
DYgc HchU) \$5 1		(+* _ [Z

7CB7F9HC ZVL 1 ' \$ ADU		CMS B' - C \$\$\$%
7b-9899 UNILA		89C' B' - C
CFS TCC		\$\$-
H-H HC TIPO - Armadura de punção		
F9J' B' - C		\$\$
8YHS % #S&#&S&)	907595 % +)	8YK9HC 897I H-DI 85>I \$S-I FSS
703F8'		Wb: -C

01/04/2025 21:47