

AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE JUNTAS DE DILATAÇÃO EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO

Quitéria Andreia Brás Monteiro

Relatório de Dissertação submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JUNHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar tenho que agradecer aos meus pais por tudo o que fizeram por mim, pelo amor e paciência demonstrada ao longo destes anos. Ao meu irmão Bryan deixo aqui uma lembrança especial por toda a ajuda prestada para o desenvolvimento desta tese.

Ao meu orientador Professor Doutor António Abel Henriques agradeço todo o tempo, conhecimento e paciência que demonstrou para comigo na elaboração deste trabalho.

Ao Professor Miguel Azenha pela preciosa ajuda prestada para a compreensão dos fenómenos que ocorrem no betão e pela prontidão sempre demonstrada que em muito ajudaram para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Carneiro Barros pelas suas incontáveis ginásticas forçadas e pela sua disponibilidade sempre demonstrada.

À minha Madrinha, Marisa Fernandes, por todo o auxílio e amizade que desde sempre me deu...

Ao meu Namorado, Carlos, por todo o encorajamento e compreensão demonstrada e, especialmente, por todos os momentos passados juntos...

Por fim, deixo um abraço muito especial à Telma Silva e à Tânia Silva que têm sempre uma hora para os amigos...

À Glória Cristina...

RESUMO

Ao longo da sua vida, as estruturas encontram-se sujeitas a acções térmicas, retracção e fluência, tendo que responder de modo eficiente a este tipo de acções. Os esforços desenvolvidos por este tipo de solicitações leva a que surjam alterações nas estruturas e, caso estas não se encontrem preparadas para lhes responder eficazmente, surjam patologias graves que podem condicionar o seu desempenho. É frequente ver-se estruturas com fendas significativas que evidenciam um desempenho deficiente da estrutura face às solicitações impostas.

Nesta dissertação analisa-se a necessidade de juntas de dilatação em estruturas porticadas de forma a conhecer-se os efeitos da não consideração das mesmas. Serão analisados diferentes tipos de estruturas porticadas com diferentes solicitações e realizar-se-á uma comparação de resultados de diferentes tipologias. As estruturas em análise divergirão em dimensões, em planta e em solicitações.

Numa fase posterior deste trabalho é realizado um dimensionamento clássico de um elemento de betão armado, a sua verificação de segurança e comportamento em serviço, utilizando programas de cálculo automático que têm em conta o comportamento não linear dos materiais e análises no domínio do tempo, considerando a variação de temperatura, a retracção e a fluência.

PALAVRAS-CHAVE: retracção, fluência, temperatura, junta.

ABSTRACT

During their life structure are subjected to thermal effects, concrete shrinkage and creep. They should behave accordingly to such actions. The internal forces by such actions induce changes in the structures and, if they are not prepared to support them, serious damages may occur that could compromise their performance. It can be seen structures with significant cracks, which are the evidence of a poor performance of the structure when facing the applied loads.

This thesis examines the requirement of expansion joints in frame structures in order to identify the effects they are not taking them into account. Different types of frame structures are examined with different loads and different frame geometries will be done. The structures in question will differ in dimension and loads.

At a later stage of this work, a classical design of a reinforced concrete structural elements is carried out, as well as its safety evaluation and service behavior, using automatic calculation programs that take into account the non-linear behavior of materials and analysis along time, taking into consideration the thermal loads, the concrete shrinkage and creep.

Keywords: shrinkage, creep, temperature, joints.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	21
1.1. ASPECTOS GERAIS	21
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	21
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	21
2. DEFINIÇÕES E REGULAMENTOS	23
2.1. INTRODUÇÃO	23
2.2. DEFINIÇÕES	23
2.2.1. VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	23
2.2.1.1. Condutividade térmica (CT)	24
2.2.1.2. Coeficiente de dilatação térmico (CDT)	25
2.2.2. RETRACÇÃO	27
2.2.2.1. Retracção autógena:	31
2.2.2.2. Retracção por secagem:	31
2.2.2.3. Retracção diferencial.....	32
2.2.2.4. Retracção por carbonatação	33
2.2.3. FLUÊNCIA	35
2.2.4. JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	39
2.2.4.1. Método empírico.....	40
2.2.4.2. Método analítico:	41
2.3. REGULAMENTAÇÃO SOBRE JUNTAS DE DILATAÇÃO	41
2.3.1. REBAP.....	42
2.3.2. RSA	42
2.3.3. EC1 – PARTE 1-5. ACÇÕES GERAIS – ACÇÕES TÉRMICAS.....	42
2.3.4. EC2 – PARTE 1-1. REGRAS GERAIS PARA EDIFÍCIOS.....	42
3. ANÁLISE ELÁSTICA DE PÓRTICOS	43
3.1. INTRODUÇÃO	43
3.2. ANÁLISE DE PÓRTICOS DE REFERÊNCIA	43

3.2.1. CARREGAMENTO USADO.....	44
3.2.1.1. Cargas exteriores	44
3.2.1.2. Variação de temperatura	45
3.2.1.3. Retracção	45
3.2.1.4. Fluência	46
3.2.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES.....	46
3.2.3. RESULTADOS OBTIDOS	46
3.2.3.1. Comparação de resultados obtidos.....	47
4. ANÁLISE NÃO LINEAR DE PÓRTICOS CONSIDERANDO OS EFEITOS DIFERIDOS.....	57
4.1. INTRODUÇÃO	57
4.2. PROGRAMA USADO	57
4.2.1. CONSIDERAÇÕES PARA O USO DESTE PROGRAMA	57
4.2.1.1. Análise não linear	57
4.2.1.2. Elementos finitos	58
4.2.1.3. Comportamento instantâneo	58
4.2.1.4. Comportamento diferido	59
4.2.2. RESULTADOS POSSÍVEIS.....	60
4.2.2.1. Definição da estrutura	61
4.2.2.2. Deformadas e Deslocamentos	61
4.2.2.3. Tensões	62
4.2.2.4. Fendas	63
4.2.2.5. Esforços.....	63
4.3. ANÁLISE DOS PÓRTICOS.....	64
4.3.1. CONSIDERAÇÕES NA ANÁLISE	64
4.3.2. RESULTADOS PARA 30 M	66
4.3.2.1. Resistência última.....	66
4.3.2.2. Serviço.....	67
4.3.3. RESULTADOS PARA 40 M	68
4.3.3.1. Resistência última.....	68
4.3.3.2. Serviço.....	69
4.3.4. RESULTADOS PARA 50 M.	70
4.3.4.1. Resistência última.....	70

4.3.4.2. Serviço.....	71
4.3.5. RESULTADOS PARA 60 M.....	72
4.3.5.1. Resistência última	72
4.3.5.2. Serviço.....	73
4.3.6. RESULTADOS COMPARATIVOS	74
4.3.6.1. Resistência última	74
4.3.6.2. Serviço.....	77
5. CONCLUSÕES	79
ANEXOS	83

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Decomposição da temperatura numa secção. (Silveira, 1993).....	24
Figura 2.2 – Relação entre CDT, temperatura e HR (baseado em Neville (2006)).....	26
Figura 2.3 – Variação do CDT para pastas de cimento para diferentes idades(baseado em Neville (2006))	26
Figura 2.4– Influência da dosagem de cimento na retracção (Garcia, 1995).....	29
Figura 2.5 – Influência da razão ac , e do agregado no valor da retracção (baseado em Neville (2006)).....	29
Figura 2.6 – Influência do rácio ac na retracção (Garcia, 1995).....	30
Figura 2.7 – Relação entre a retracção, ac , quantidade de cimento e de água (baseado em Neville (2006)).....	30
Figura 2.8 – Relação entre retracção e tempo para diferentes valores de humidade relativa (baseado em Neville (2006))	31
Figura 2.9 – Relação entre a retracção e a perda de água (baseado em Neville (2006)).	32
Figura 2.10 –Evolução da retracção com o tempo e a dimensao da peça (baseado em Neville (2006)).....	33
Figura 2.11 – Influência da ordem da secagem e carbonatação na retracção (baseado em (Neville, 2006)).	34
Figura 2.12 – Retracción por secagem e por carbonatação para diferentes HR (baseado em (Neville, 2006)).	34
Figura 2.13 – Flênciã numa peça de betão com rutura	35
Figura 2.14 – Fluência numa peça de betão sem rotura.	36
Figura 2.15 – Evolução das extensões numa peça de betão.	36
Figura 2.16 – Fluência básica e fluência de secagem (Garcia, 1995).....	37
Figura 2.17 – Fluência para diferentes HR (baseado em Neville (2006)).	38
Figura 2.18 – Distância entre juntas (Pacheco, 2002)	41
Figura 3.1 – Pórtico base	43
Figura 3.2 – Pórtico com todos os carregamentos estudados.....	47
Figura 3.3 – Pórtico com alternancia de carga efectuada.	47
Figura 3.4 – Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (5 m de vão).....	48
Figura 3.5 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção (5 m de vão).	48
Figura 3.6 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção e fluência (5 m de vão).....	49

Figura 3.7 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (30 m de vão).....	49
Figura 3.8 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção (30 m de vão).....	50
Figura 3.9 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção e fluência (30 m de vão).....	51
Figura 3.10 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (60 m de vão).....	51
Figura 3.11 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção (60 m de vão).....	52
Figura 3.12 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção e fluência (60 m de vão).....	52
Figura 3.13 – Determinação dos momentos flectores.....	53
Figura 4.1 Discretização de um elemento em camadas de aço e de betão.....	58
Figura 4.2 – Relações constitutivas do betão à tracção (Henriques, 1998).....	59
Figura 4.3 – Diagrama multilinear para o aço (Henriques, 1998).....	59
Figura 4.4 – Decomposição da história de tensão com incrementos de tensão (Henriques, 1998)...	60
Figura 4.5 – Malha de elementos finitos para o pórtico de 15 m.....	61
Figura 4.6 – Geometria do pórtico.....	61
Figura 4.7 – Deformada para um determinado estado de carga.....	62
Figura 4.8 – Evolução dos deslocamentos com o aumento da carga g_k	62
Figura 4.9 – Tensões no pórtico.....	63
Figura 4.10 – Fendas.....	63
Figura 4.11 – Diagrama de momentos flectores.....	64
Figura 4.12 – Denominação das armaduras consideradas.....	65
Figura 4.13 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (30 m).....	66
Figura 4.14 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (30 m).....	67
Figura 4.15 – Deslocamentos verticais máximos (30 m).....	67
Figura 4.16 – Deslocamentos horizontais máximos (30 m).....	68
Figura 4.17 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (40 m).....	68
Figura 4.18 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (40 m).....	69
Figura 4.19 – Deslocamentos verticais máximos (40 m).....	69
Figura 4.20 – Deslocamentos horizontais máximos (40 m).....	70
Figura 4.21 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (50 m).....	70
Figura 4.22 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (50 m).....	71

Figura 4.23 – Deslocamentos verticais máximos (50 m).....	71
Figura 4.24 – Deslocamentos horizontais máximos (50 m).....	72
Figura 4.25 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (60 m).....	72
Figura 4.26 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (60 m).....	73
Figura 4.27 – Deslocamentos verticais máximos (60 m).....	73
Figura 4.28 – Deslocamentos horizontais máximos (60 m).....	73
Figura 4.29 – Comparação do coeficiente de segurança das cargas permanentes (Verão).	75
Figura 4.30 - Comparação do coeficiente de segurança das sobrecargas (Verão).	75
Figura 4.31 - Comparação do coeficiente de segurança das cargas permanentes (Inverno).....	76
Figura 4.32 - Comparação do coeficiente de segurança das sobrecargas (Inverno).....	76
Figura 4.33 – Deslocamentos horizontais máximos para a situação de Verão.	77
Figura 4.34 – Deslocamentos horizontais máximos para a situação de Inverno.	77
Figura 4.35 – Acréscimo de deslocamentos horizontais máximos.....	78

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores típicos para o CT do betão (Neville, 2006).	25
Tabela 2.2 - Causa – Objectivo da inserção de juntas	40
Tabela 3.1 – Características dos materiais usados.	44
Tabela 3.2 – Valores reduzidos segundo o EC0 para cargas exteriores.	45
Tabela 3.3 –Valores reduzidos segundo o EC0 para variações de temperatura.	45
Tabela 3.4 – Momentos flectores para pórticos de 5 m e 15 m.....	53
Tabela 3.5 - Momentos flectores para pórticos de 20 m e 30 m.....	54
Tabela 3.6 - Momentos flectores para pórticos de 40 m e 50 m.....	54
Tabela 3.7 - Momentos flectores para pórticos de 60 m e 70 m.....	54
Tabela 3.8 – Comparação geral dos resultados obtidos.	55
Tabela 4.1 – Definição dos casos considerados.....	64
Tabela 4.2 – Áreas de armaduras consideradas para o portico de 30 m.....	65
Tabela 4.3 – Deslocamentos máximos (30 m).....	68
Tabela 4.4 – Deslocamentos máximos (40 m).....	70
Tabela 4.5 – Deslocamentos máximos (50 m).....	72
Tabela 4.6 – Deslocamentos máximos (60 m).....	74
Tabela 4.7 – Acréscimo de deslocamentos horizontais – situação de Verão.	78
Tabela 4.8 – Acréscimo de deslocamentos horizontais – situação de Inverno.	78

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas

T_u	Parcela uniforme da temperatura
T_l	Parcela linear da temperatura
T_{nl}	Parcela não linear da temperatura
CT	Condutividade térmica
CDT	Coefficiente de dilatação térmico
a/c	Relação água – cimento
HR	Humidade relativa
C_t	Fecho máximo de uma junta
T_s	Temperatura média que é excedida apenas em 1% nos meses de Verão (Junho a Setembro)
T_m	Temperatura média durante a construção da obra na zona respectiva zona de construção.
a	Abertura das juntas
k	Coefficiente de abertura de juntas
c	Coefficiente de temperatura que tem em conta as condições de refrigeração do edifício.
d_{junta}	Afastamento entre juntas de dilatação
M_{sd}	Momento flector de dimensionamento
p	Carga uniformemente distribuída sobre as vigas
ps_d	Valor de calculo das cargas uniformemente distribuídas
l	Comprimento de um vão de uma viga
b	Dimensão da base de uma viga
h	Altura de uma viga
g_k	Valor característico de uma carga permanente uniformemente distribuída
q_k	Valor característico de uma sobrecarga uniformemente distribuída
f_{cd}	Valor de cálculo da resistência do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da resistência do betão à compressão
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão.
E_{ef}	Módulo de elasticidade efectivo do betão

Letras Gregas

Δt	Varição de temperatura
μ	Momento reduzido
Ψ_i	Valor reduzido para combinação de acções
ϵ_{cs}	Extensão por retracção total
ϵ_{cd}	Extensão por retracção de secagem
ϵ_{ca}	Extensão por retracção autógena
φ	Coefficiente de fluência
α	Coefficiente de dilatação térmico do betão

ACRÓNIMOS

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes

EC0 – Eurocódigo zero

EC1 – Eurocódigo um

EC2 – Eurocódigo dois

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

A evolução de materiais e métodos construtivos que se vem verificando na construção civil obriga a um melhor conhecimento dos comportamentos dos mesmos. Enquanto na construção mais antiga a diversidade de material usado era muito restrita e estes possuíam um comportamento térmico muito semelhantes entre eles, actualmente, existe uma grande variedade de materiais usados e de comportamento térmico muito distinto. A diferença de comportamento entre os materiais podem originar problemas de compatibilidade entre eles. É no entanto de referir, que a inserção de juntas de dilatação não tem como objectivo principal a atenuação de incompatibilidades mas, essencialmente, limitar os esforços desenvolvidos pelas deformações impedidas em elementos de grandes dimensões.

Em estruturas porticadas de desenvolvimento considerável, os efeitos diferidos do betão podem causar graves problemas no desempenho da estrutura. Assim, a inserção de juntas de dilatação nessas estruturas é mais do que justificável para um correcto desempenho da estrutura.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

Pretende-se com este trabalho a análise da contribuição, para o desempenho das estruturas, da inserção de juntas de dilatação, bem como realizar uma análise das melhores disposições a considerar num edifício. Pretende-se desta forma conhecer-se qual o desenvolvimento em planta a partir do qual se justifica a inserção de juntas de dilatação e comparação com disposições regulamentares.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese encontra-se dividida em cinco capítulos sendo o primeiro referente a esta introdução.

No Capítulo 2 faz-se um apanhado da legislação que se encontra em vigor em Portugal (REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – e o RSA – Regulamento de segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) sobre a disposição de juntas de dilatação em edifícios e da legislação que ainda não estando em vigor (Eurocódigo 1 e 2) encontrar-se-á em breve. Apresentam-se aqui também definições de acções térmicas, retracção e fluência e considerações que serão tomadas no desenvolvimento da tese.

No Capítulo 3 encontra-se a análise numérica de diferentes tipologias de pórticos. Aqui se apresenta a metodologia de análise bem como os meios de consideração e introdução dos efeitos diferidos do betão num programa de cálculo automático (Robot). É ainda feita uma comparação de resultados obtidos no final do capítulo bem como uma conclusão da análise efectuada.

No Capítulo 4 é apresentado o dimensionamento clássico confrontando-o com a análise de um elemento de betão armado num programa de cálculo automático tendo em conta o comportamento não linear dos materiais e análises no domínio do tempo considerando a variação de temperatura, a retracção e a fluência.

No Capítulo 5 encontram-se as conclusões que se retiram das análises feitas ao longo da tese.

2

DEFINIÇÕES E REGULAMENTOS

2.1. INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo algumas definições consideradas importantes para o desenvolvimento deste trabalho bem como o que existe em termos de regulamentos sobre juntas de dilatação.

2.2. DEFINIÇÕES

As deformações no betão não são todas do mesmo tipo. Existem deformações que estão directamente relacionadas com as cargas actuantes e outras que são independentes do estado de tensão a que um elemento se encontra sujeito. Assim, pode dizer-se que as deformações totais no betão podem dividir-se em deformações mecânicas (as que dependem do estado de tensão no elemento) e deformações não mecânicas (as que são independentes do nível de tensão). As deformações que se devem a cargas aplicadas e a fluência constituem as deformações mecânicas. A fluência, mesmo não sendo uma carga aplicada, depende do estado de tensão a que um elemento se encontra sujeito, assim, as deformações por ela provocadas têm a designação igual à das cargas aplicadas. A retracção e as variações de temperatura originam deformações não mecânicas.

2.2.1. VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

O conhecimento da expansão térmica do betão é requisito essencial no projecto de juntas de dilatação e contracção, na disposição dos elementos de suporte de uma ponte, tanto horizontais como verticais, e no projecto de estruturas estaticamente indeterminadas sujeitas a variação de temperatura.

A variação de temperatura num elemento origina uma variação volumétrica nesse elemento. Caso essas variações não estejam livres e caso as tensões de tracção resultantes ultrapassem a resistência à tracção do betão, podem surgir fendas.

Uma estrutura que sofra uma variação de temperatura brusca apresentará danos graves visto que a parte superficial se adaptará rapidamente às novas condições enquanto o interior demorará mais tempo a atingir um novo equilíbrio térmico, (Silveira, 1993).

As variações de temperatura, ΔT , em edifícios causam deformações diferentes entre a parte interior e a parte exterior do edifício podendo conduzir à formação de fendas que são tanto mais significativas quanto mais altas forem as estruturas sendo nos pisos superiores mais notável este efeito. Os elementos estruturais ficam submetidos a flexão que é provocada pela deformação associada a este tipo de solicitação, (Moraes, 1982).

Quando se analisa um edifício sujeito a este tipo de acção pode apenas se considerar a parte externa de edifício pois será a que sofrerá mais os efeitos das variações de temperatura.

Se se analisar o que se passa numa determinada secção verifica-se que a distribuição de temperaturas no seu interior não é linear. Segundo Silveira (1993), para que as secções permaneçam planas, forma-se um estado de coação que leva à origem de tensões auto-equilibradas. Pode-se separar em três tipos de temperatura numa secção: uma parcela uniforme (T_u), uma parcela linear (T_l) e uma parcela não linear (T_{nl}). Na Figura 2.1 encontra-se esquematizada a distribuição de temperatura numa peça.

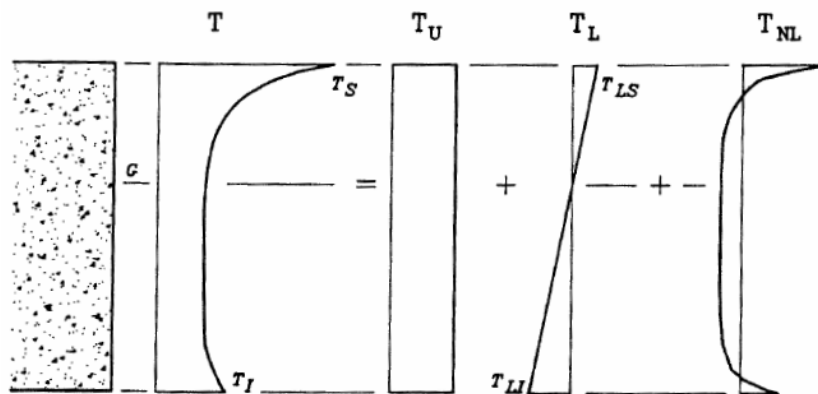


Figura 2.1 – Decomposição da temperatura numa secção. (Silveira, 1993).

A parcela de temperatura T_u é responsável pelas variações de comprimentos do eixo das peças sem lhes alterar a curvatura. A parcela de temperatura T_l é responsável por modificações de curvatura sem que as dimensões do eixo da peça sofram alterações. Por último, a parcela de temperatura T_{nl} não causa deformações impondo-lhe tensões auto-equilibradas.

As tensões auto-equilibradas podem atingir valores bastante elevados. Os seus máximos, geralmente, não se dão em toda a secção ao mesmo tempo. Por norma, estes máximos não excedem os 1MPa para o caso das tracções, sendo no entanto de 2 ou 3MPa no caso de compressões.

Quando se analisa as acções térmicas podem diferenciar-se dois métodos distintos. O primeiro método consiste num tratamento estatístico das variações de temperaturas mais influentes – radiação solar, temperatura do ar, velocidade do vento. O segundo método consiste em determinar, por meio experimental ou analítico, a temperatura numa dada secção considerando as condições reais, por um período de tempo adequado à determinação de valores característicos e reduzidos das variações uniformes e diferencial de temperatura,(Aguilar, 2006).

A condutividade térmica e a difusão são relevantes para o desenvolvimento dos gradientes de temperatura, das tensões térmicas, das deformações e da fissuração nas primeiras idades do betão, e também são relevantes para a análise do efeito da insolação térmica.

2.2.1.1. Condutividade térmica (CT)

De acordo com Neville (2006), a CT mede a capacidade que um material tem em conduzir o calor e é definido como o rácio do fluxo de calor entre o gradiente de temperatura. A CT é medida em joules (J) por segundo (s) por metro quadrado (m^2) de área do corpo quando a diferença de temperatura é de 1°C por metro de espessura ($J/m^2 s ^\circ C/m$).

No betão simples a condutividade depende da sua composição e, quando está saturado, a condutividade geralmente situa-se entre 1,4 e 3,6 J/m² s °C/m. A condutividade do betão não depende muito da sua densidade mas devido à baixa condutividade do ar a CT do betão leve varia com a densidade.

O carácter mineralógico do agregado afecta bastante a CT do betão. A cristalinidade da rocha aumenta a sua condutividade, como se pode ver na Tabela 2.1. A orientação dos cristais também afecta o fluxo de calor.

Tabela 2.1 – Valores típicos para o CT do betão (Neville, 2006).

Tipo de agregado	Condutividade (J/m ² s °C/m)
Quartzo	3,5
Dolomite	3,3
Calcário	3,2
Arenito	2,9
Granito	2,6
Basalto	2,0
Barite	2,0
Xisto expandido	0,85

O grau de saturação do betão é o factor de maior importância pois a condutividade do ar é menor que a da água. A condutividade da água é menor que metade da pasta de cimento hidratada. Pelo que quanto menor for o conteúdo de água na mistura maior será a CT do betão endurecido.

A altas temperaturas a variação de CT é complexa. Aumenta devagar com o aumento de temperatura até ao máximo de 50° a 60°C. Com a perda d água do betão devido ao aumento da temperatura até aos 120°C a CT decresce acentuadamente. Para valores superiores a 120° ate 140°C a CT tende a estabilizar. A 800°C é cerca de metade do valore a 20°C.

2.2.1.2. Coeficiente de dilatação térmico (CDT)

De acordo com Neville (2006) , como a maior parte dos materiais da engenharia o betão tem um CDT positivo mas o seu valor depende da sua composição e do seu estado higrométrico quando de verifica a variação de temperatura. Visto que os principais constituintes do betão, a pasta de cimento hidratada e o agregado, têm diferentes CDT, o CDT betão será um resultado destes dois, pelo que é relevante as proporções em que estes constituintes se encontram na mistura.

A parte do CDT que dependente da humidade não inclui o movimento da água livre seja para o exterior ou para o interior do betão do que resulta, respectivamente, a retracção e a expansão.

Quando a pasta está parcialmente seca o CDT é maior pois não há água suficiente para uma troca livre de humidade que ocorre entre a capilaridade e os poros do da pasta de cimento após a mudança de temperatura.

Para pastas jovens o CDT é máximo para uma humidade relativa (HR) de cerca de 70%. A HR para a qual o CDT é máximo diminui com a idade, até cerca de 50% para pastas de cimento hidratadas já envelhecidas (ver Figura 2.2). O CDT em si diminui com a idade devido à redução na potencial pressão de expansão devido a um aumento da quantidade de material cristalino contido na pasta endurecida (ver Figura 2.3.).

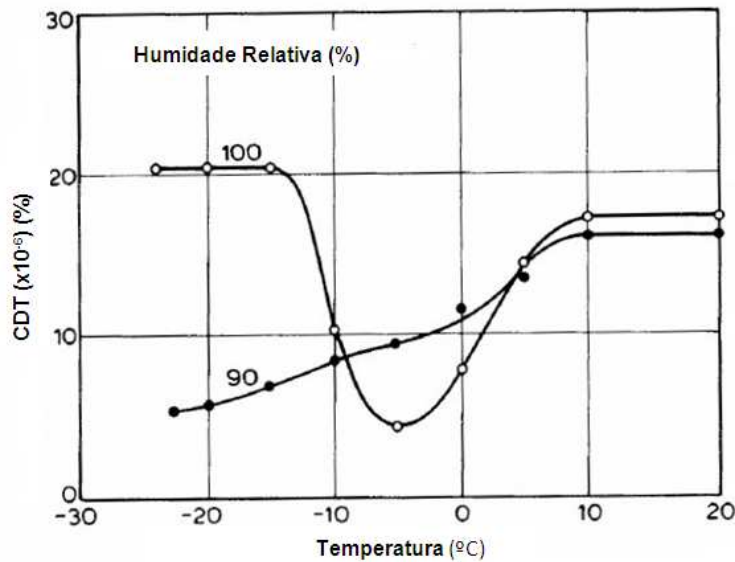


Figura 2.2 – Relação entre CDT, temperatura e HR (baseado em Neville (2006)).

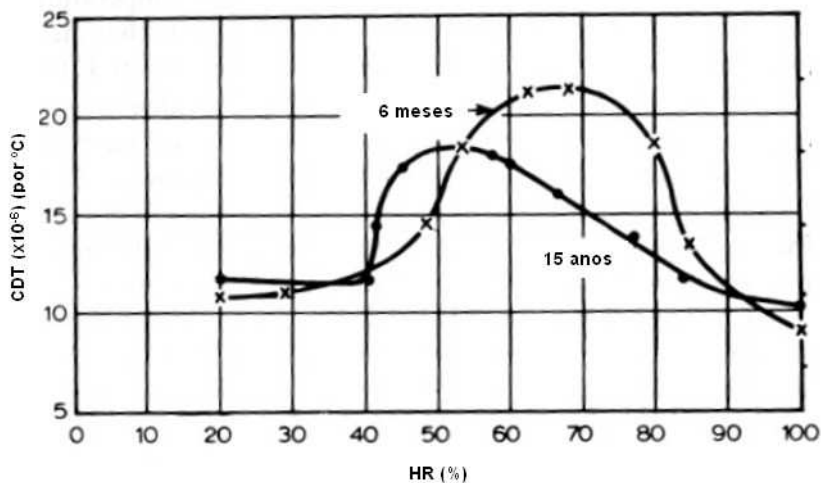


Figura 2.3 – Variação do CDT para pastas de cimento para diferentes idades(baseado em Neville (2006)) .

A composição química e a finura do cimento afectam a expansão térmica na medida em que influencia as propriedades da pasta nas primeiras idades.

Testes laboratoriais mostraram que os betões com maior CDT são menos resistentes às variações de temperatura que os betões com menor CDT.

2.2.2. RETRACÇÃO

EC2 – 3.1.4 Fluência e Retracção

“A fluência e a retracção do betão dependem da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. ...”

A retracção define-se como a variação (diminuição) volumétrica que se deve à perda de água em excesso no betão, ou seja, a água que não foi consumida na hidratação da pasta de cimento e agregado. Esta perda de água deve-se a um estado de humidade ambiente inferior ao nível de saturação. Sendo assim, pode dizer-se que a retracção depende das tensões capilares, do clima e da idade da peça (Fritz & Mönnig, 1977).

Caso as deformações não sejam permitidas – ou seja, sejam impedidas – as variações volumétricas atrás referidas irão provocar tensões de tracção superficiais e de compressão no interior. A retracção inicia-se sempre nas superfícies externas dos elementos visto que é por elas que a água pode sair, sendo impedidas pelas zonas internas o que leva a aparecer tensões internas (em especial em peças de grande espessura).

Na definição de retracção há que distinguir a retracção que ocorre quando o betão ainda esta a ganhar presa e depois de ter endurecido, (Aguiar, 2006),(Garcia, 1995):

- Retracção com o betão ainda não curado:
Deve-se à perda de água do betão nas superfícies expostas a questões climatéricas (vento, temperaturas, humidade relativa) e ao assentamento dos constituintes da pasta. Este fenómeno será tanto mais importante quanto maior for a relação a/c , o consumo de cimento e as proporções de finos.
- Retracção em betão endurecido.
 - Retracção autógena: é a perda de água devido à hidratação do cimento ainda por hidratar, ocorrendo uma redução volumétrica do cimento após o início da cura.
 - Retracção por secagem: ocorre depois da presa do betão e caracteriza-se pela perda de humidade do betão. Ocorre devida à hidratação dos compostos anidros do cimento.
 - Retracção por carbonatação: ocorre devido à reacção do CO₂ com os produtos hidratados.
 - Retracção de origem térmica: deve-se ao calor de hidratação do cimento. Este calor origina tensões de tracção no betão quando este arrefece.

Pode distinguir-se as seguintes fases de deformação da pasta de cimento (Moraes, 1982)

- Sedimentação: coincide com o efeito das acções da gravidade na pasta de cimento; pode ser entendida como uma retracção vertical;
- Retracção inicial: é o resultado da perda da água interna próxima das superfícies expostas;
- Expansão: ocorre aquando da hidratação do ligante;
- Retracção secundária: ocorre aquando da hidratação do ligante;
- Retracção a longo prazo: tem origem na perda de água interna e pode durar anos dependendo das dimensões da peça.

A água no betão pode estar sob diferentes estados,(Aguiar, 2006) :

- Água livre – encontra-se na pasta mas não esta sujeita a qualquer tipo de tensão.

- Água capilar – pode encontrar-se livre ou retida. Estará livre se se localizar em grandes vazios (diâmetros superiores a 50nm) e a sua remoção não causa problemas de retracção. A segunda encontra-se em vazios pequenos (diâmetros entre os 5 e 50nm) e a sua remoção provoca retracção.
- Água adsorvida – encontra-se próxima da superfície. A sua perda é a principal responsável pela retracção por secagem.
- Água de cristalização – esta água não é perdida por secagem mas pode perder-se por aquecimento devido à decomposição de dos hidratos.

Existem diferentes factores que condicionam a retracção. Estes podem ser divididos em intrínsecos e externos, (Garcia, 1995). Os primeiros encontram-se directamente relacionados com o material enquanto os segundos têm em consideração as condições a que o material está sujeito. Assim sendo, apresentam-se de seguida alguns dos factores mais relevantes, (Garcia, 1995) e (Fritz & Mönnig, 1977):

- Cimento: a sua granulometria e composição afectam o valor da retracção mesmo sem se conhecer de forma precisa e relação entra a pasta de cimento e o betão concebido com pasta semelhante. Um cimento muito fino (com maior superfície específica) aumenta as deformações de retracção (ver Figura 2.4).
- Agregado: a sua composição química vai levar a diferentes valores de retracção. Segundo trabalhos elaborados por Troxell, Raphael e Davis (citado em (Garcia, 1995)), o valor da retracção observada era sucessivamente crescente consoante se trate de um inerte de quartzo, calcário, granito, basalto, godo ou grés. Num prisma com inerte de grés verificaram-se retracções de cerca do dobro de um prisma em que o inerte era quartzo. A quantidade de inerte presente no betão também é importante (ver Figura 2.5).
- a/c : uma razão a/c maior ou um teor de cimento elevado, aumenta as deformações de retracção (ver Figura 2.6). Em termos práticos, para uma razão a/c constante, verifica-se que a retracção aumenta com o aumento do teor de cimento pois existe um maior volume de cimento hidratado que pode sofrer retracção (ver Figura 2.1Figura 2.7).
- Humidade: influência tanto o valor final como a duração. Quanto maior a humidade relativa menor o valor final da retracção (ver Figura 2.8).
- Idade do betão: a deformação de retracção final depende muito da idade do betão e do grau de cura aquando do início da retracção.
- Espessura da peça: quanto mais espessa for a peça mais demorado será o processo de retracção.
- Temperatura ambiente: quanto mais elevadas as temperaturas ambientes em relação aos valores de colocação, maiores os valores da retracção

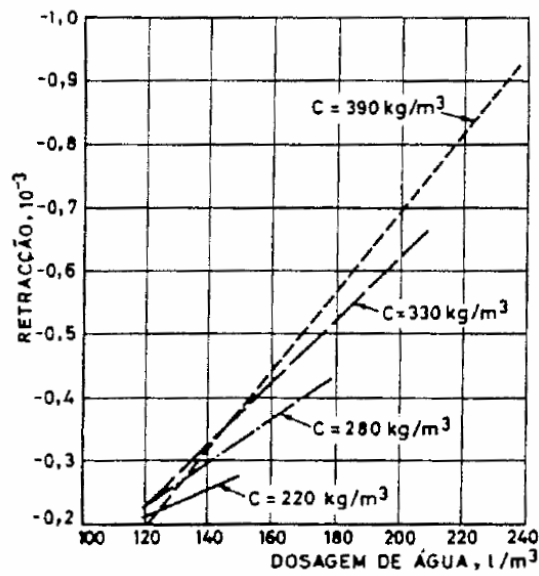


Figura 2.4— Influência da dosagem de cimento na retração (Garcia, 1995)

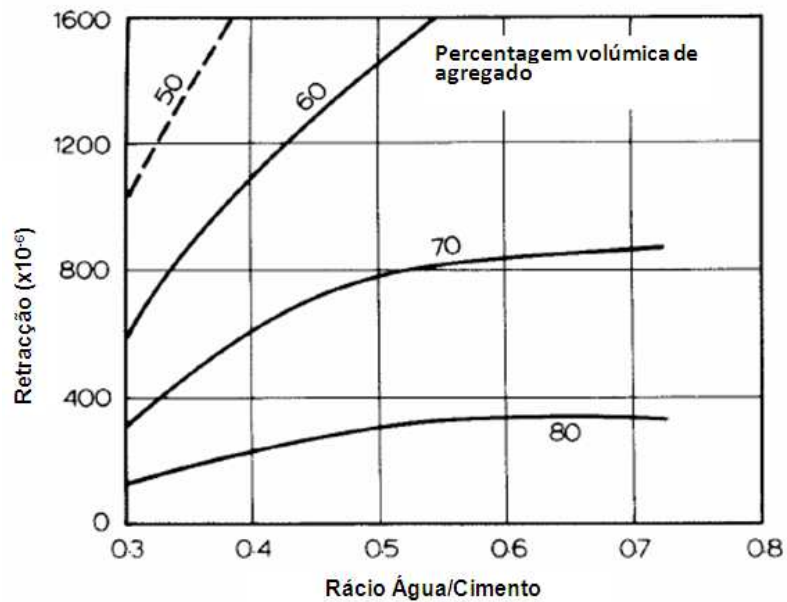


Figura 2.5 – Influência da razão a/c , e do agregado no valor da retração (baseado em Neville (2006)).

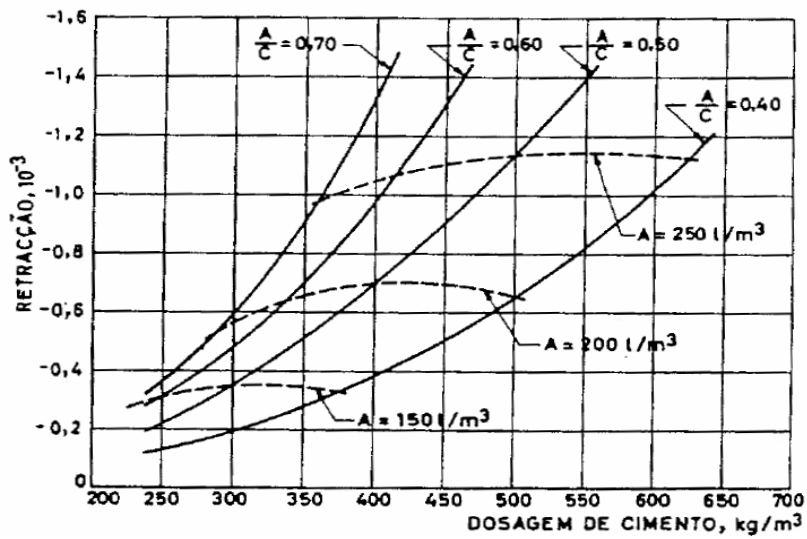


Figura 2.6 – Influência do rácio a/c na retracção (Garcia, 1995).

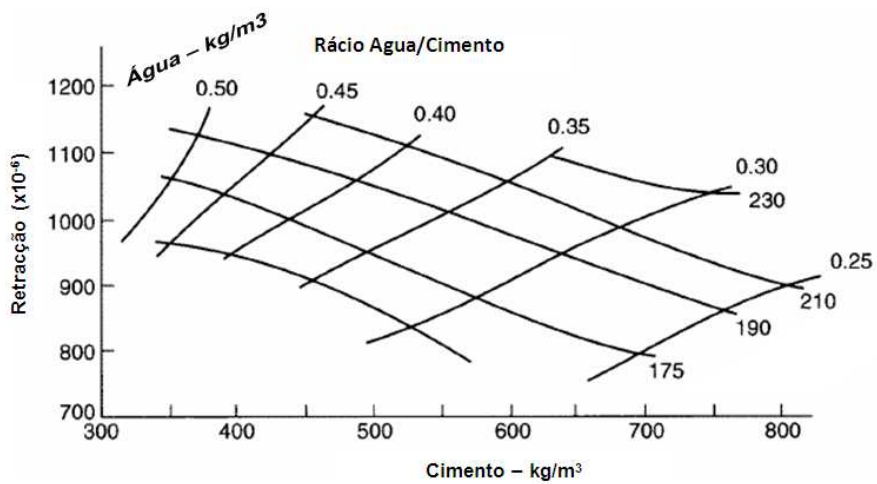


Figura 2.7 – Relação entre a retracção, a/c , quantidade de cimento e de água (baseado em Neville (2006)).

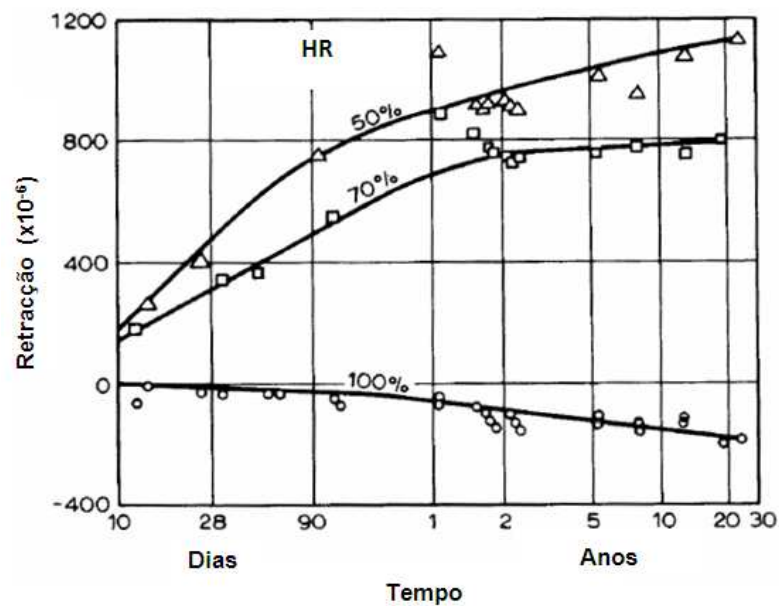


Figura 2.8 – Relação entre retracção e tempo para diferentes valores de humidade relativa (baseado em Neville (2006))

Serão agora realizadas análises mais específicas dos diferentes tipos de retracção.

2.2.2.1. Retracção autógena

A continuação da hidratação, quando um suplemento da água está presente, leva à expansão mas, quando o movimento da humidade da, ou, para a pasta de cimento não é permitido ocorre a retracção. A retracção de tal sistema conservativo é conhecida como retracção autógena ou variação de volume autógena, e ocorre na prática no interior da massa de betão. A contracção da pasta de cimento é restringida pelo esqueleto rígido da pasta de cimento já hidratada e também por partículas de agregados.

A retracção autógena é relativamente pequena excepto quando a relação a/c é muito baixa e para efeitos práticos não precisa de ser distinguida da retracção de secagem.

2.2.2.2. Retracção por secagem

Tal como anteriormente referido este tipo de retracção ocorre pela perda da água do betão sendo uma parte deste tipo de retracção irreversível. Não existe uma relação directa entre o volume de água perdido e o volume final do betão. A água livre que é perdida não provoca praticamente nenhuma variação de volume. A relação entre a massa da água perdida e a diminuição de volume é mostrada na Figura 2.9. A perda da água adsorvida causa uma retracção semelhante a uma pasta de cimento pura pelo que, se verifica que as rectas (da Figura 2.9) tendem para tangentes semelhantes nos seus troços finais. Em betões, que contêm um pouco de água nos poros e em grandes cavidades (acidentais), há uma maior variação na forma da curva de perda de água vs retracção.

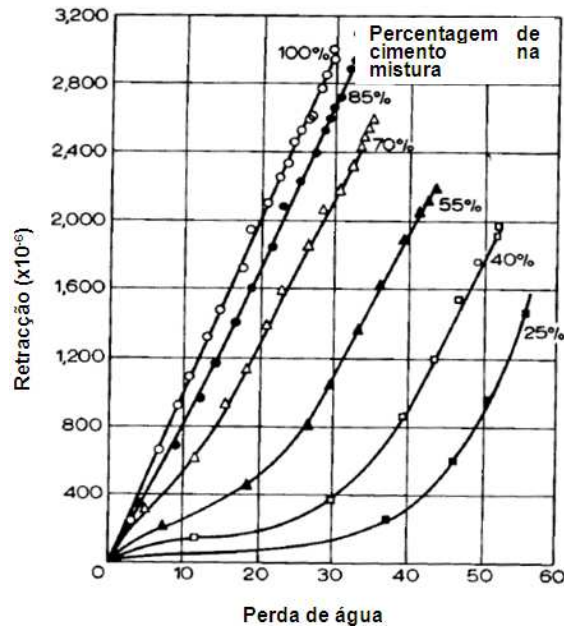


Figura 2.9 – Relação entre a retração e a perda de água (baseado em Neville (2006)).

2.2.2.3. Retracção diferencial

Segundo Neville (2006), numa peça de betão pode não haver uma retracção igual em toda a secção. A perda de água ocorre nas superfícies pelo que a peça fica sujeita a um gradiente de humidade que origina, portanto, uma retracção diferencial. Se a perda de água não for simétrica na secção, esta deixa de ser linear e pode ondular (inchar). A retracção estende-se desde a superfície seca até ao interior do betão mas é um processo muito lento. A retracção varia consideravelmente com o tamanho e forma do objecto sendo função do rácio superfície/volume. Devido a isto a retracção não pode ser considerada uma propriedade intrínseca do betão sem fazer referência ao tamanho da peça. A retracção diminui com o tamanho da peça mas acima de certo valor o efeito do tamanho embora para idades jovens tenha um efeito reduzido terá um efeito mais pronunciado mais tarde.

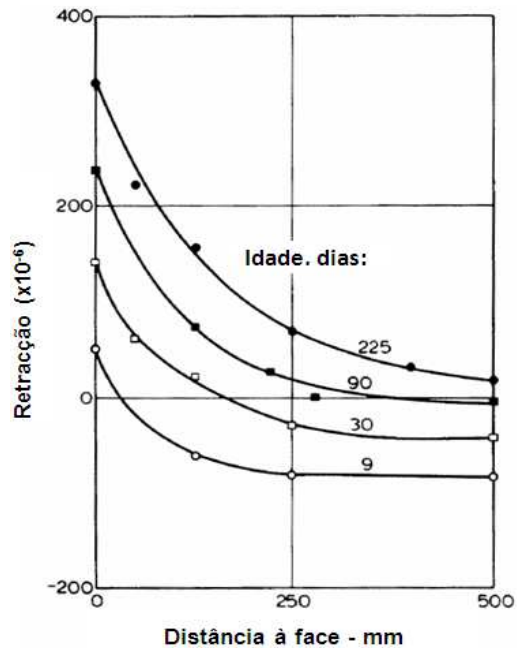


Figura 2.10 –Evolução da retração com o tempo e a dimensão da peça (baseado em Neville (2006)).

2.2.2.4. Retração por carbonatação

Segundo Neville (2006), o dióxido de carbono (CO_2) que é absorvido pela pasta de cimento leva a um aumento de volume da mesma. Quando se dá a secagem e carbonatação da pasta de cimento, pode a determinada altura parecer que se atingiu um estado de equilíbrio, com massa constante, sendo, no entanto de se ser muito cuidadoso.

A sequência pela qual se dá a secagem e a carbonatação influencia o valor final da retração. Como se pode ver na Figura 2.11, quando a secagem e a carbonatação ocorrem em simultâneo verifica-se que a retração tem um valor inferior do que quando ocorre primeiro uma secagem e depois a carbonatação. Isto deve-se ao facto de grande parte da carbonatação ocorrer para uma HR inferior a 50%, o que leva a uma menor retração por carbonatação (ver Figura 2.12).

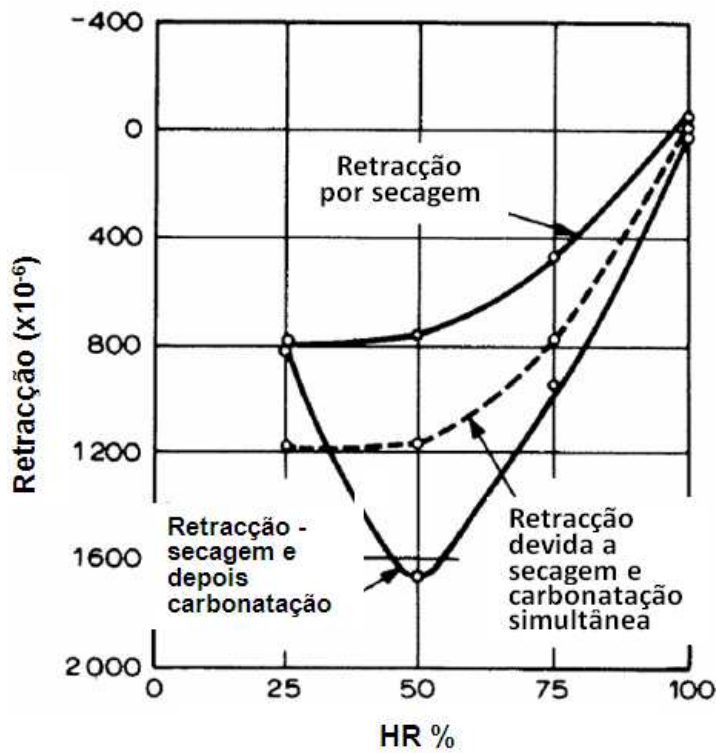


Figura 2.11 – Influência da ordem da secagem e carbonatação na retracção (baseado em (Neville, 2006)).



Figura 2.12 – Retracção por secagem e por carbonatação para diferentes HR (baseado em (Neville, 2006)).

2.2.3. FLUÊNCIA

EC2 – 3.1.4 Fluência e Retracção

“... A fluência também depende da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e da intensidade da carga.”

O betão, tal como muitos materiais estruturais tem, em certas circunstâncias, um comportamento elástico. Um material perfeitamente elástico, deforma-se e recupera integralmente a sua deformação após a aplicação e remoção da força. Esta definição não implica uma relação linear de tensão – deformação: o comportamento elástico acoplado com uma relação não - linear de tensão – deformação é exibido, por exemplo, pelo vidro e por algumas rochas.

Quando um carregamento se efectua a longo prazo, existe um acréscimo de deformação que se deve à fluência. A fluência ocorre desde o início do carregamento. Se se efectuar um descarregamento, as deformações elásticas são recuperáveis de imediato, enquanto as deformações por fluência são gradualmente recuperáveis mas não totalmente, ou seja, no fim do processo vai existir uma deformação residual.

Para um material sujeito a uma tensão constante a sua curva de deformações em função do tempo mostra três fases distintas designadas por fluência primária, fluência secundária e fluência terciária (Figura 2.13). A fluência primária é caracterizada pelo decréscimo da velocidade de deformação com o tempo. Na fluência secundária a velocidade de deformação é aproximadamente constante. A fluência terciária possuiu uma velocidade de deformação crescente ate à rotura, verificando-se este tipo de fluência apenas para elevados valores de tensão.

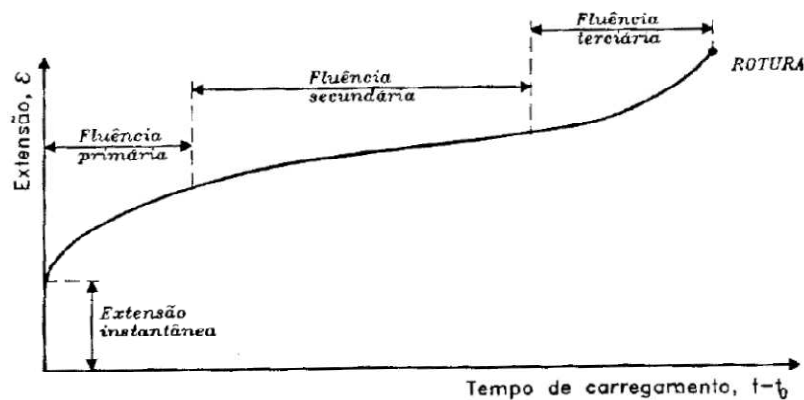


Figura 2.13 – Fluência numa peça de betão com rutura .

Para que os níveis de tensões (permanentes – cerca de 40% da tensão de rotura) a que as peças de betão armado se encontram sujeitas não se consegue distinguir a fluência secundária da primária e não existe a fluência terciária. Assim sendo, a curva extensão - tempo para o caso referido é do tipo da Figura 2.14.

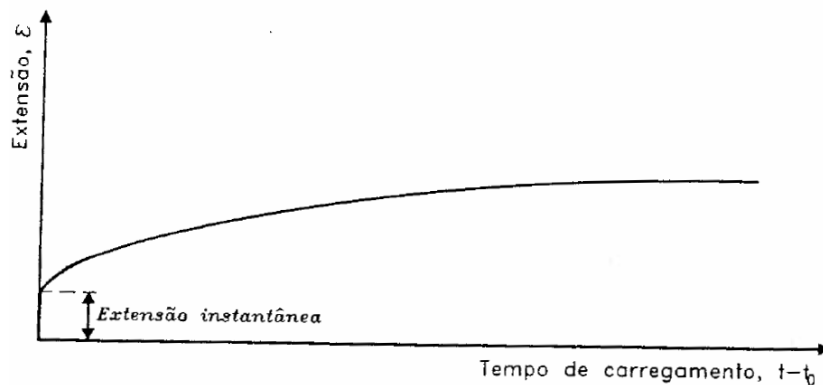


Figura 2.14 – Fluência numa peça de betão sem rotura.

A fluência também pode ser analisada tendo em consideração a parte de fluência que é recuperável e a parte irrecuperável. A fluência recuperável também pode ser designada por elasticidade diferida enquanto a fluência irrecuperável tem bem é conhecida como plasticidade diferida. Na Figura 2.15 pode ver-se a evolução das extensões numa peça de betão sujeita a carregamento constante e após descarga da mesma, sendo evidenciadas as parcelas recuperáveis e irrecuperáveis da fluência.

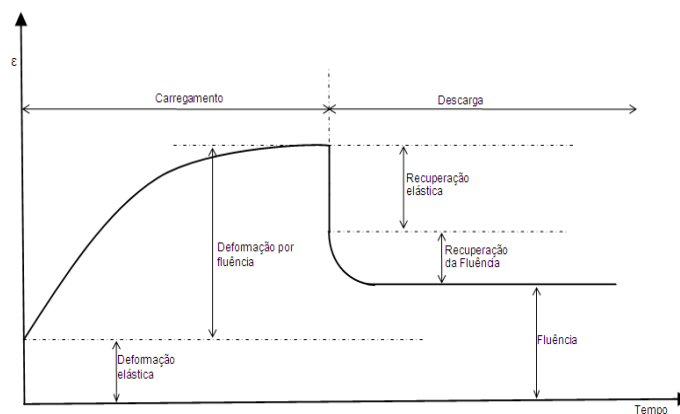


Figura 2.15 – Evolução das extensões numa peça de betão.

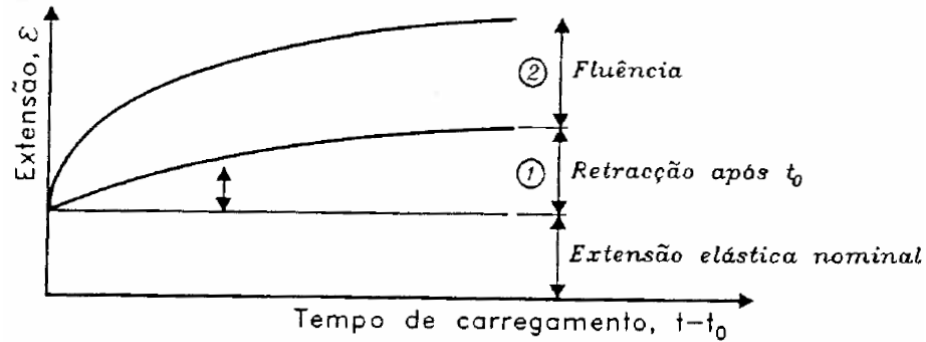
Segundo Illston referido por Garcia (1995), a fluência recuperável desenvolve-se mais rapidamente atingindo um valor limite enquanto a fluência irrecuperável tem um desenvolvimento mais moroso e não tem um valor final limite. O limite da fluência recuperável é independente da idade do betão quando carregado, porém ela desenvolve-se mais depressa em betões carregados ainda novos. A fluência irrecuperável é independente da idade de carregamento do betão.

Segundo Chiorno referido por Garcia (1995), a parcela recuperável da fluência deve-se à migração da água capilar sob acção da tensão aplicada e à interacção mecânica entre os agregados de comportamento elástico e a pasta viscoelástica do cimento. A migração da água adsorvida é responsável pela parcela da fluência irrecuperável.

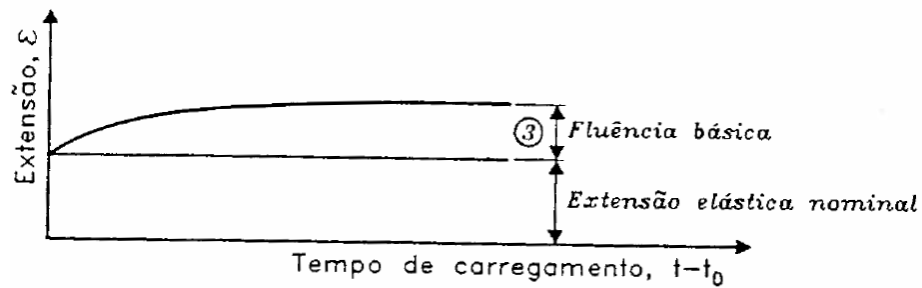
A recuperação da fluência é dependente da idade do betão desenvolvendo-se tanto mais rapidamente quanto mais novo é o betão. No entanto, a idade de carregamento do betão não influencia o valor final da fluência.

Se se analisar os efeitos higrométricos na evolução da fluência deve considerar-se duas parcelas:

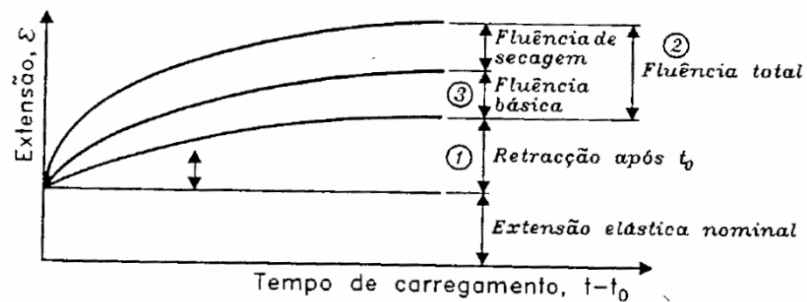
- Fluência básica: esta relacionada com as deformações que ocorrem sem que exista troca de humidade como exterior. Parte destas deformações são recuperáveis.
- Fluência de secagem: neste caso existem trocas de humidade com o meio envolvente e é uma parcela irreversível.



Peça sujeita a carga e a secagem (retracção e fluência total)



Peça sujeita a carga e em equilíbrio higrométrico (fluência básica)



Peça sujeita a carga a secagem

Figura 2.16 – Fluência básica e fluência de secagem (Garcia, 1995)

A fluência depende dos seguintes factores, (Kataoka, 2005):

- Humidade e temperatura ambiente: peças que apresentem um elevado gradiente térmico apresentam maior fluência. Para um valor de 50% de HR a fluência é maior que para um valor de 100% (ver Figura 2.17). A gama de temperaturas a que uma peça se encontra exposta é muito significativa pelo que o efeito da temperatura não é muito relevante. No entanto, é de salientar que caso antes do carregamento se verifiquem temperaturas mais elevadas a fluência será mais reduzida, ao inverso do que acontece depois do carregamento – temperaturas maiores originam fluência maior.
- Dimensões do elemento estrutural: um grande quociente entre a superfície de evaporação da peça e o respectivo volume leva a um aumento da fluência.
- Composição do betão: o cimento (composição química e a finura) é o componente que mais afecta as deformações por fluência. A granulometria do inerte usado também se mostra condicionante dado que a fluência será tanto mais significativa quanto mais fino for o inerte. As proporções usadas no fabrico do betão condicionam a fluência neste – quanto maior a quantidade de cimento maior a tensão de rotura logo menor fluência. No entanto, é de salientar que se a quantidade de cimento ultrapassar a necessária para que a pasta envolva os inertes e preencher vazios, a fluência aumentará com o aumento de cimento. O aumento da relação a/c também provoca um aumento da fluência.
- Carga aplicada: para níveis de carga inferiores a 40% da tensão de rotura a tensão aplicada e a extensão de fluência originada são linearmente dependentes. Caso as tensões aplicadas sejam superiores deixa de haver linearidade.
- Idade de carregamento: um betão muito jovem terá tendência a ter grandes extensões por fluência.

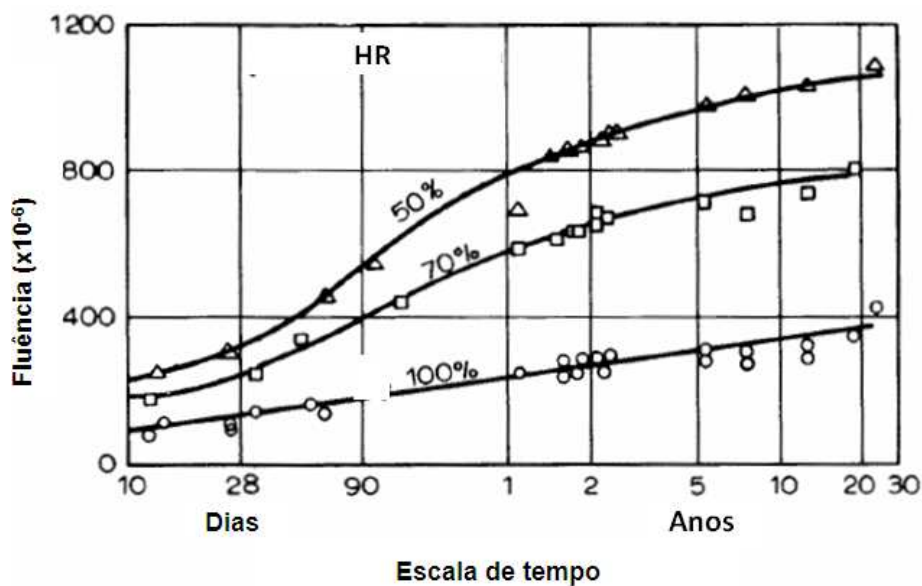


Figura 2.17 – Fluência para diferentes HR (baseado em Neville (2006)).

Quando se toma em conta os efeitos da fluência e visto que a sua caracterização exacta é complexa, é usual recorrer-se a um coeficiente de fluência que expressa a deformação de fluência como uma função da deformação elástica.

2.2.4. JUNTAS DE DILATAÇÃO

Durante o processo construtivo do edifício é inevitável ter que realizar uma ligação entre um elemento já betonado e um posteriormente betonado – surge assim a necessidade das juntas de construção – os diferentes materiais usados e as suas propriedades mecânicas podem obrigar à colocação de juntas para se poder garantir o bom funcionamento – juntas de revestimento. As variações volumétricas provocadas pelas variações de temperatura a que uma estrutura se encontra sujeita podem justificar a implantação de juntas de dilatação (Calavera).

Assim é possível distinguir diferentes tipos de juntas.

Principais tipos de juntas (Mascarenhas, 2005):

- Juntas provisórias – apenas são necessária durante uma fase da construção da obra. Como um exemplo temos as juntas de betonagem.
- Juntas definitivas – podem ser de diversos tipos. Justificam-se pela necessidade de prevenir possíveis variações volumétricas da estrutura e a consequente introdução de esforços adicionais, ou a permitir movimentações relativas devidas a possíveis assentamentos.
- Juntas estruturais – devem ser dispostas em determinadas posições e não podem ser interrompidas. Prevêem os efeitos das variações de temperatura, etc.
- Juntas de movimento estrutural – são justificáveis quando, por exemplo, existe diferenças de alturas entre dois edifícios geminados, quando o solo de fundação não é homogêneo podendo haver assentamentos diferidos importantes, ...
- Juntas de revestimento – devem existir devidos às propriedades dos materiais e seus comportamentos divergentes perante agentes tais como temperatura ou humidade. A sua inexistência ou má realização pode importar problemas como infiltrações, colapso ou fissuração de pavimentos, etc.

Segundo Pacheco (2002), e dado que as juntas têm como função a separação de elementos estruturais, pode definir-se 6 principais causas – objectivo para a introdução de juntas.

Tabela 2.2 - Causa – Objectivo da inserção de juntas

Causa	Objectivo da junta
Elevados esforços devido a deformações impostas (especialmente variação térmica e retracção)	<ul style="list-style-type: none"> - reduzir esforços - evitar patologias (fendas e fissuração) - reduzir reforços com armaduras passivas ou activas
Indesejável distribuição de rigidez em planta	<ul style="list-style-type: none"> - reduzir efeitos de torção - reduzir esforços devidos a acções horizontais - reduzir esforços devidos a deformações impostas - evitar fenómenos difíceis de avaliar (estruturas complexas)
Solos com relevantes variações de características geotécnicas em planta	<ul style="list-style-type: none"> - evitar esforços e/ou patologias resultantes de assentamentos diferenciais
Fundações com fraca adaptabilidade a movimentos horizontais	<ul style="list-style-type: none"> - evitar esforços excessivos nas fundações (p. ex. em estacas)
Optimização de processos construtivos (evitar condicionamentos de fases construtivas)	<ul style="list-style-type: none"> - evitar volumes de betonagem excessivamente elevados - permitir maior versatilidade do faseamento construtivo
Simplificação de volumetria dos edifícios (dividir o volume dos edifícios em sub-volumes regulares e simples)	<ul style="list-style-type: none"> - evitar esforços devidos a acções horizontais - garantir modelos de cálculo mais fiáveis (evitar fenómenos imprevisíveis)

A inserção de juntas numa estrutura tem aspectos negativos, podendo estes tomar grande importância. Como desvantagens essenciais podem destacar-se a perda parcial de estanquidade que deve ser compensada com a utilização de vedantes (por exemplo); os custos de inspecção e manutenção das juntas; a redução de rigidez da estrutura; a possibilidade de choque entre estruturas muito próximas (Pacheco, 2002).

Para o caso específico de juntas de dilatação é possível calcular as juntas (distância; fecho; abertura) por dois métodos distintos: método empírico; método numérico (Calavera).

2.2.4.1. Método empírico

Segundo este método a distância entre juntas pode ser determinado recorrendo à Figura 2.18 devendo no entanto realizarem-se algumas correcções quando apropriadas.

Assim, caso o edifício venha a ter ar condicionado deve aumentar-se a distância em 15%. Caso o edifício não tenha aquecimento deve reduzir-se a distância em 33%. Se os pilares se puderem considerar encastrados nas vigas deve reduzir-se a distância em 15%.

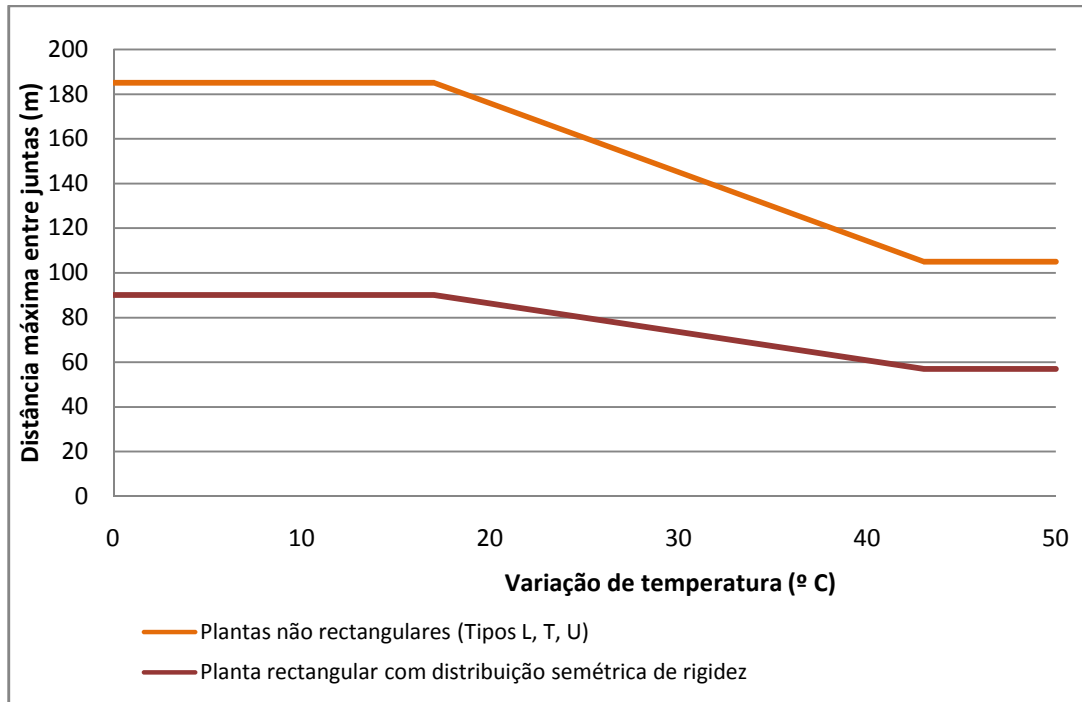


Figura 2.18 – Distância entre juntas (Pacheco, 2002)

Para a determinação do fecho das juntas pode recorrer-se à Expressão (2.1).

$$C_t = (T_s - T_m) \cdot L \cdot 1,1 \times 10^{-5} \quad (2.1)$$

Para a determinação da abertura das juntas e tendo em conta as características de deformabilidade dos materiais de preenchimento das juntas pode recorrer-se à Expressão (2.2) tendo presente que a deve sempre tomar valores superiores a 25mm.

$$a = k \cdot C_t \Rightarrow \begin{cases} k = 2 & \text{edifícios sem aquecimento;} \\ k = 1,7 & \text{edifícios com aquecimento e sem ar condicionado} \\ k = 1,4 & \text{edifícios com aquecimento e com ar condicionado} \end{cases} \quad (2.2)$$

2.2.4.2. Método analítico

Apenas se justifica aplicar este método, segundo Calavera, quando os resultados do método empírico são demasiados conservativos ou quando aquele método não possa ser aplicado directamente. Neste método apenas a variação de temperatura, Δt , é determinada segundo a Expressão (2.3) sendo todo o resto determinado tal como o método empírico sugere.

$$\Delta t = c \cdot (T_s - T_m) \Rightarrow \begin{cases} c = 1 & \text{edifícios sem aquecimento} \\ c = 0,7 & \text{edifícios com aquecimento e sem ar condicionado} \\ c = 0,55 & \text{edifícios com aquecimento e com ar condicionado} \end{cases} \quad (2.3)$$

2.3. REGULAMENTAÇÃO SOBRE JUNTAS DE DILATAÇÃO

Neste trabalho apenas foi considerada a legislação aplicada a Portugal. Recorrendo-se assim à regulamentação já existente (REBAP e RSA) e aos Eurocódigos (EC1 e EC2) que, ainda não legislados, não tardarão a entrar em vigor.

2.3.1. REBAP

Capítulo V – Acções:

Art. 31º - Variações de temperatura

31.2 – “Pode ser dispensada a consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura (...) nas estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta (ou espaçamento entre juntas de dilatação) não exceda 30m.”

2.3.2. RSA

Cap. IV – Acções das variações de temperatura.

Art. 17º - “..., em muitos casos, não é necessário considerar a acção das variações uniformes de temperatura desde que se adoptem disposições construtivas adequadas, tais como juntas de dilatação convenientemente dispostas, que tornem desprezáveis os esforços resultantes daquelas acções.”

2.3.3. EC1 – PARTE 1-5. ACÇÕES GERAIS – ACÇÕES TÉRMICAS

Secção 3 - Design situations

(2)P “Os elementos estruturais devem absorver os efeitos das movimentações térmicas sem causar sobrecargas na estrutura, quer prevendo juntas de dilatação quer incluindo os seus efeitos no projecto.”

2.3.4. EC2 – PARTE 1-1. REGRAS GERAIS PARA EDIFÍCIOS

2.3.4.1. Deformações do Betão

(3) “Na análise global das estruturas de edifícios, os efeitos das variações de temperatura e da retracção podem ser omitidas desde que sejam dispostas juntas afastadas de d_{junta} para acomodar as deformações resultantes.

Nota: O valor de d_{junta} depende do Anexo Nacional. O valor recomendado é de 30m.”

3

ANÁLISE ELÁSTICA DE PÓRTICOS

3.1. INTRODUÇÃO

Quando na análise de uma estrutura se considera o comportamento elástico dos materiais e se despreza os efeitos diferidos, dependendo das suas características geométricas, o dimensionamento resultante pode não estar com as margens de segurança pretendidas.

Neste capítulo apresentam-se resultados de esforços presentes em estruturas consoante a consideração ou não destes efeitos.

3.2. ANÁLISE DE PÓRTICOS DE REFERÊNCIA

Realizaram-se uma série de análise elástica de diferentes tipos de pórticos para fins comparativos e conclusivos acerca da influência da retracção, da variação de temperatura e da fluência.

Os pórticos analisados foram definidos a partir de um pórtico modelo de base (ver Figura 3.1) através da consideração de estruturas com números de vãos crescentes. No pórtico da Figura 1 os pilares têm dimensões de 30x30cm e a viga de 25x50cm.

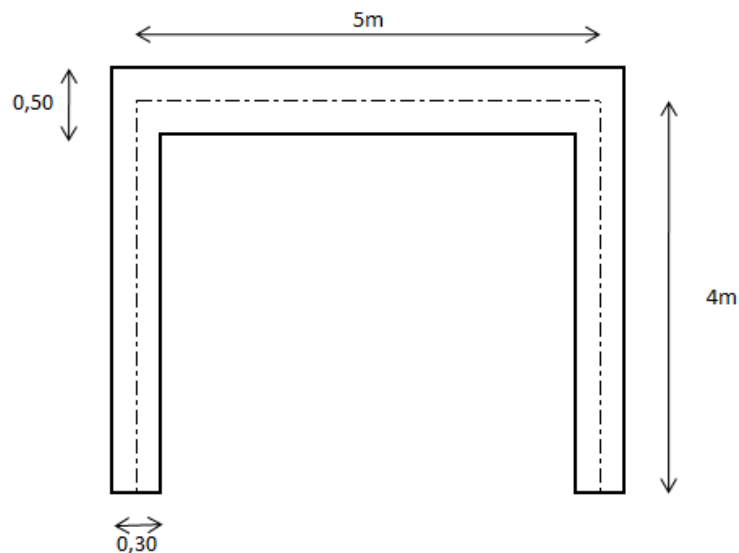


Figura 3.1 – Pórtico base

O material usado nesta análise possui as características apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características dos materiais usados.

	$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
Betão C25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
	$f_{cm} = 16,6 \text{ MPa}$
	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
	$E = 200 \text{ GPa}$
Aço A500	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

3.2.1. CARREGAMENTO USADO

Os carregamentos usados foram estimados tomando as considerações que de seguida se apresentam.

3.2.1.1. Cargas exteriores

Para se estimar um carregamento exterior a aplicar e para que este carregamento não seja muito diferente do que na realidade os pórticos poderiam estar sujeitos, considerou-se que para as vigas o momento reduzido é $\mu \approx 0,20$. Recorrendo à conhecida expressão desse momento reduzido e considerando que o momento máximo é dado pela expressão (3.1) é possível determinar as cargas a colocar (ver equações (3.2) e (3.3)).

$$M_{sd} = \frac{p \cdot l^2}{9,5} \quad (3.1)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \Leftrightarrow 0,2 = \frac{M_{sd}}{0,25 * (0,9 * 0,5)^2 * 16,7} \Leftrightarrow M_{sd} = 0,168 \text{ MN/m} \quad (3.2)$$

$$M_{sd} \approx \frac{p_{sd} l^2}{9,5} \Leftrightarrow p_{sd} \approx 64,13 \text{ KN/m} \Rightarrow p_{sd} = 65 \text{ KN/m} \quad (3.3)$$

Este valor de cálculo engloba o peso próprio da viga, as cargas permanentes e as sobrecargas. Assim e considerando que as cargas permanentes representam cerca de 60% do totalidade do carregamento vem, pela equação (3.4) o valor da carga a colocar.

$$1,35 \cdot (0,6 * p) + 1,5 \cdot (0,4 * p) = 65 \Leftrightarrow p \approx 50 \text{ KN/m} \quad (3.4)$$

Logo: $g_k = 30 \text{ KN/m}$ e $q_k = 20 \text{ KN/m}$.

Para se realizarem combinações de ações e considerando que se estava em zonas de escritórios, de acordo com Eurocódigo 0, os valores reduzidos a usar encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores reduzidos segundo o EC0 para cargas exteriores.

Coeficientes de combinação	Valores
Ψ_0	0,7
Ψ_1	0,5
Ψ_2	0,3

3.2.1.2. Variação de temperatura

Para a consideração dos efeitos da temperatura considerou-se uma variação de temperatura uniforme de 15°C ($\Delta t = \pm 15^\circ C$) de acordo com a proposta do Eurocódigo 1.

Para se realizarem combinações de acções de acordo com o Eurocódigo 0 surgem os valores reduzidos da

Tabela 3.3.

Tabela 3.3 –Valores reduzidos segundo o EC0 para variações de temperatura.

Coeficientes de combinação	Valores
Ψ_0	0,6
Ψ_1	0,5
Ψ_2	0

3.2.1.3. Retracção

O valor da retracção considerado foi estimado tendo em conta que a extensão por retracção total (ϵ_{cs}) é composta por uma parcela de retracção por secagem (ϵ_{cd}) e autógena (ϵ_{ca}), tal como a expressão (3.8) do EC2 evidencia e que aqui corresponde à expressão (3.5).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.5)$$

Seguindo a metodologia descrita no EC2 para o cálculo das extensões por retracção vem que:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \Leftrightarrow \epsilon_{ca}(\infty) = 3,75 \times 10^{-5} \quad (3.6)$$

$$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (3.7)$$

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) * e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right] \times 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.8)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \Leftrightarrow \beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] \Leftrightarrow \beta_{RH} = 1,36 \quad (3.9)$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad (3.10)$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12$$

$$f_{cm0} = 10MPa \quad (3.11)$$

Os valores de α_{dsi} foram determinados considerando que se estava a usar um cimento da Classe N.

Assim obtém-se um valor de $\varepsilon_{cd,0} = 5,12 \times 10^{-4}$. Dado que $K_h = 0,9$ (dado pelo Quadro 3.3, EC2), o valor final de $\varepsilon_{cd}(\infty) = 4,61 \times 10^{-4}$. Logo, $\varepsilon_{cs}(\infty) = 5 \times 10^{-4}$.

3.2.1.4. Fluência

Para a contabilização dos efeitos da fluência admitiu-se que o coeficiente de fluência valeria $\varphi=2,5$.

A fluência foi tida em conta por alteração do módulo de elasticidade do betão que passa a ter um valor dado pela expressão (3.12)

$$E_{ef} = \frac{1,05 \cdot E_{cm}}{1 + \varphi} \Leftrightarrow E_{ef} = \frac{1,05 \cdot 31}{1 + 2,5} \Leftrightarrow E_{ef} = 9,3GPa \quad (3.12)$$

3.2.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

A análise a efectuar refere-se ao Estado Limite Último pelo que as cargas a colocar são dadas pela expressão (3.13).

$$p_{sd} = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \quad (3.13)$$

Foram realizadas combinações em que a acção base foi a sobrecarga e outras em que a acção base foi a temperatura. Também foram realizadas alternâncias de cargas entre vãos de forma a obter as situações mais críticas.

3.2.3. RESULTADOS OBTIDOS

Como ponto de partida foi realizada uma análise a pórticos com os seguintes comprimentos: 5 m, 15 m, 20 m, 30 m, 40 m, 50 m, 60 m e 70 m, de comprimento. Em todos eles as dimensões de pilares e vigas são iguais.

Nas figuras seguintes podem ver-se exemplos de carregamentos para um pórtico com 20 m de comprimento. Os carregamentos apresentados não foram todos analisados em conjunto, tendo-se retirado resultados para diferentes conjunções de solicitações.

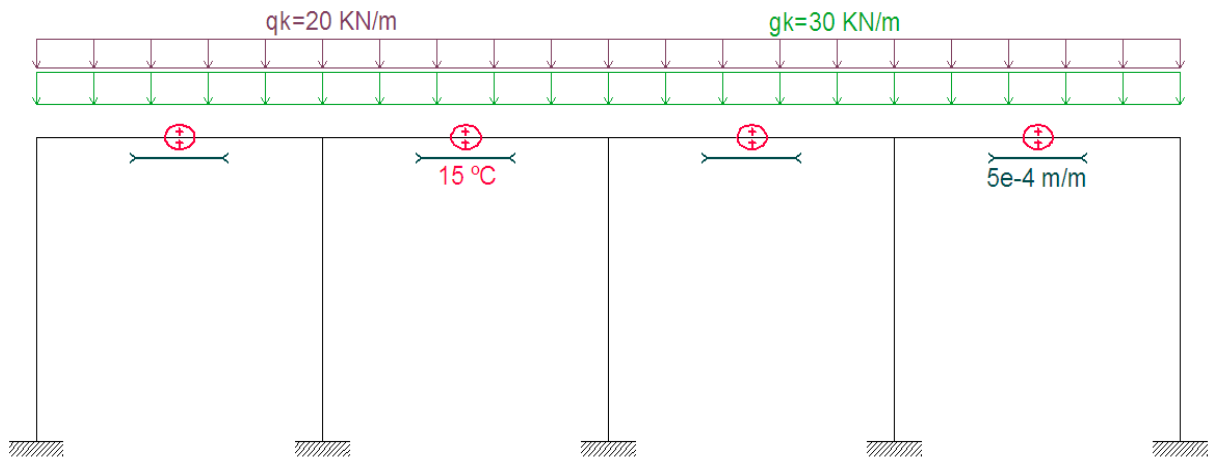


Figura 3.2 – Pórtico com todos os carregamentos estudados.

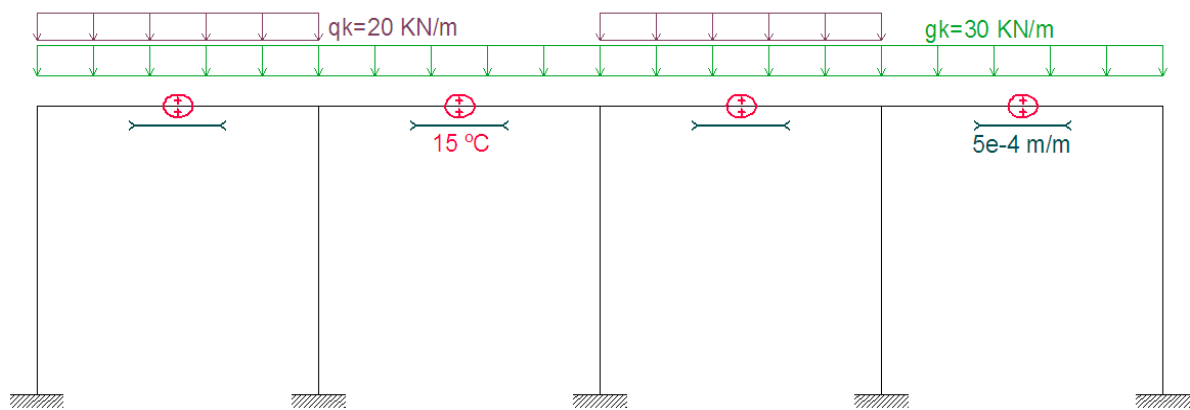


Figura 3.3 – Pórtico com alternância de carga efectuada.

3.2.3.1. Comparação de resultados obtidos

Com a comparação entre os resultados obtidos pode ver-se que a situação mais crítica ocorre para pórticos de 70m de vão quando sujeitos a uma acção de temperatura de arrefecimento conjugada com a retracção. Para este caso os pilares extremos têm um acréscimo de momento muito considerável.

Em relação aos efeitos sofridos pelos pilares, quando o comprimento é inferior ou igual a 20m a situação mais gravosa ocorre para a combinação de acções em que não é considerada os efeitos da retracção e da fluência e em que o efeito da temperatura corresponde a um aquecimento.

A introdução de fluência provoca uma diminuição de rigidez da estrutura o que leva a que os momentos actuantes sejam menores para situações de carregamento semelhantes.

Nas figuras seguintes apresentam-se a envolvente de diagramas de momentos para diferentes tipos de carregamentos para os pórticos de 5 m, 30 m e 60 m. Nestas figuras, encontram-se representados a azul a envolvente de diagramas de momentos correspondente à situação de carregamento de cargas verticais e a cor-de-laranja a situação em comparação. Para os restantes comprimentos analisados, as figuras encontram-se no Anexo A.1.

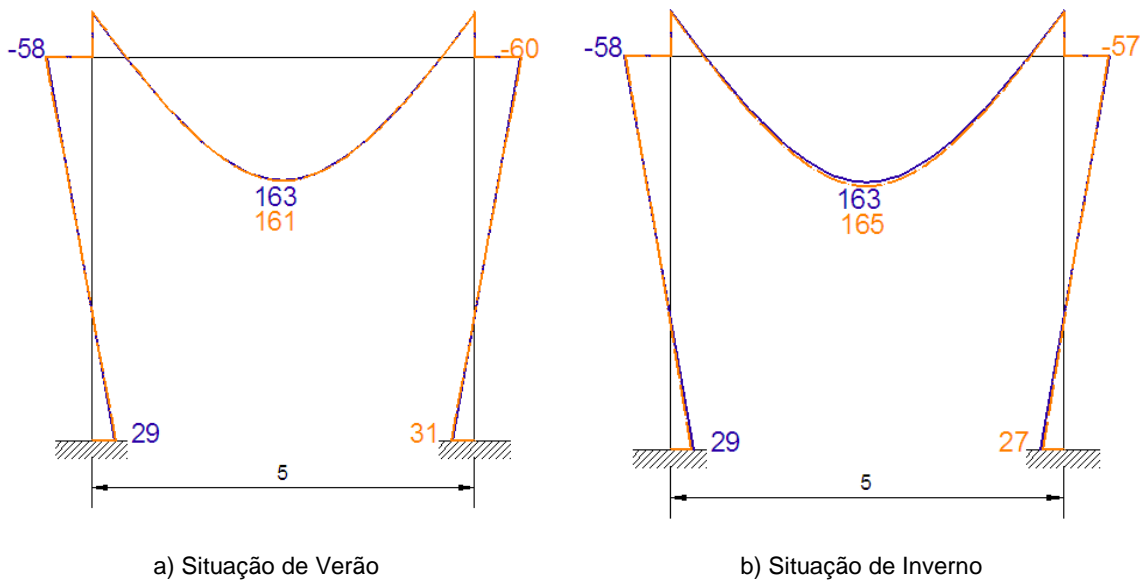


Figura 3.4 – Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (5 m de vão).

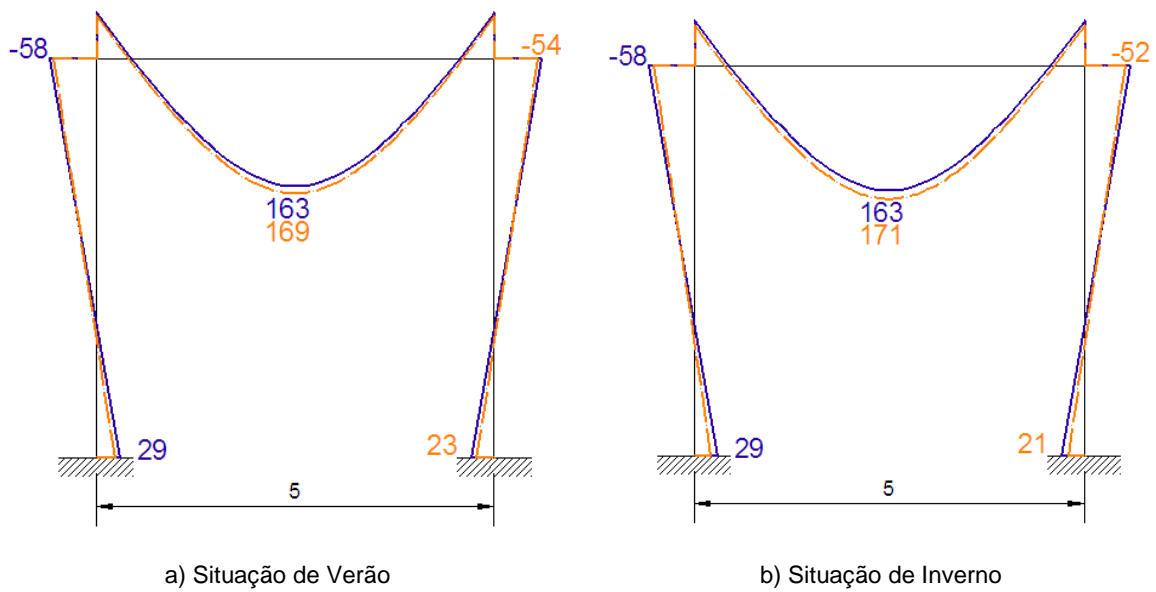


Figura 3.5 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção (5 m de vão).

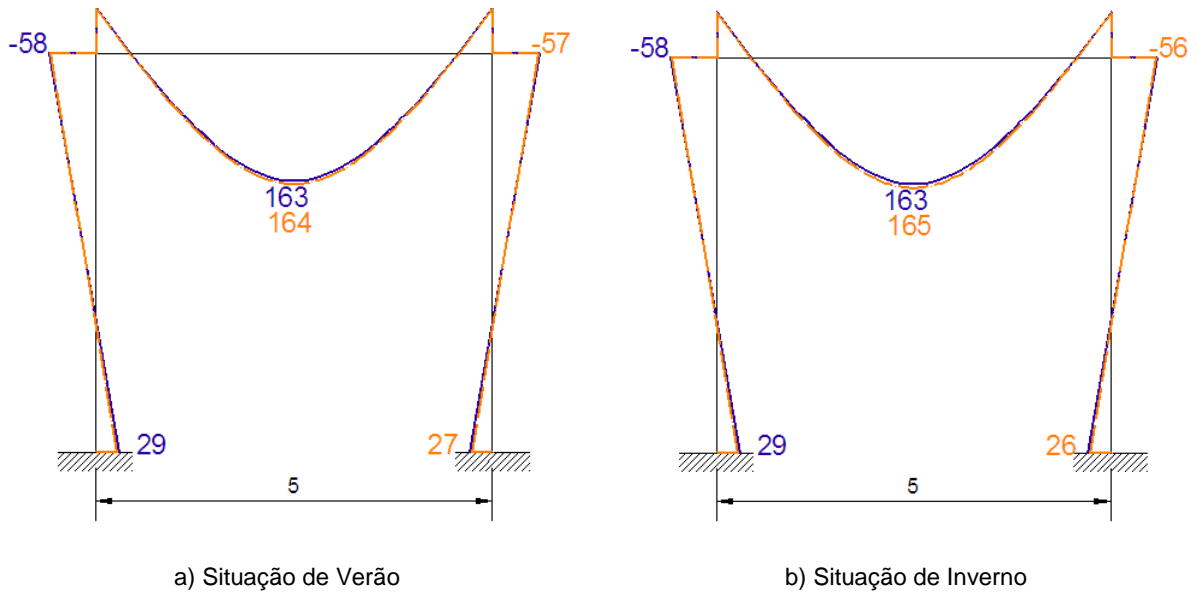


Figura 3.6 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retração e fluência (5 m de vão).

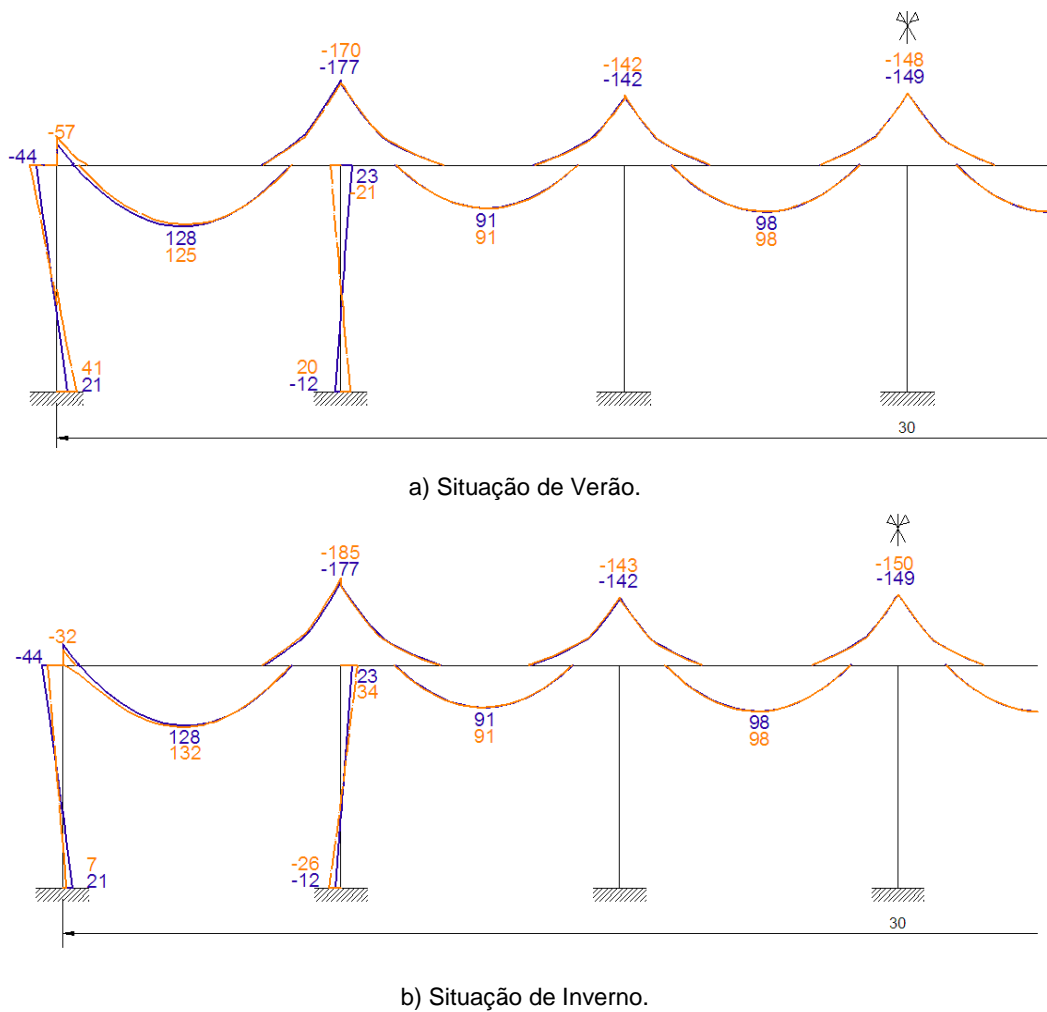
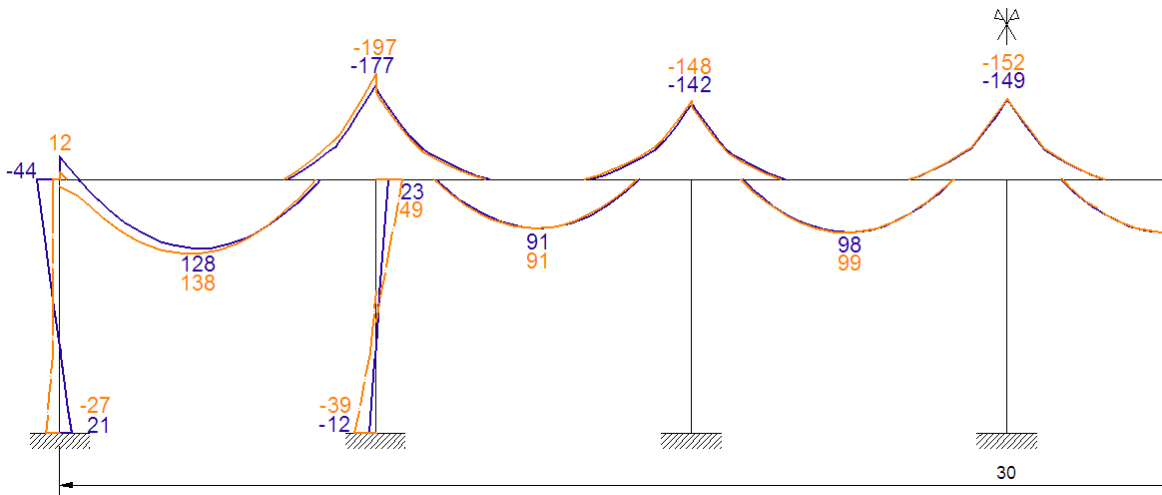
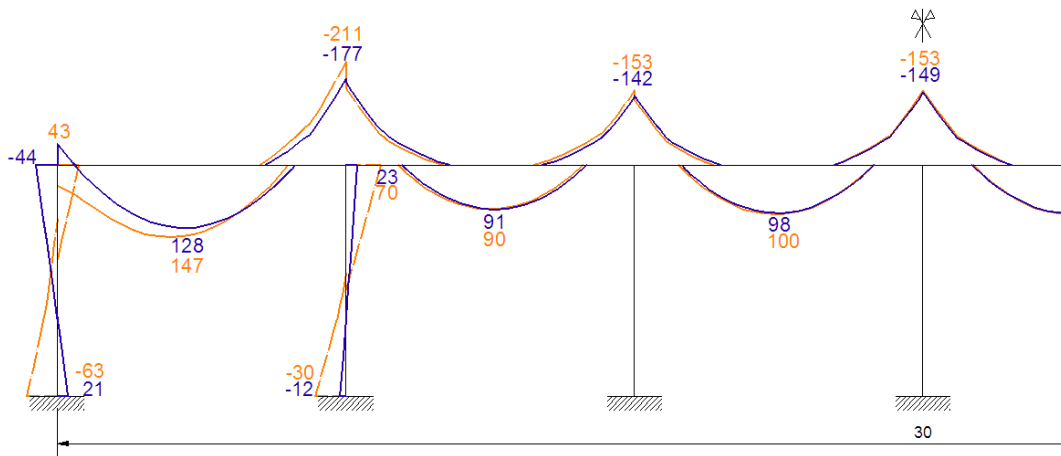


Figura 3.7 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (30 m de vão).

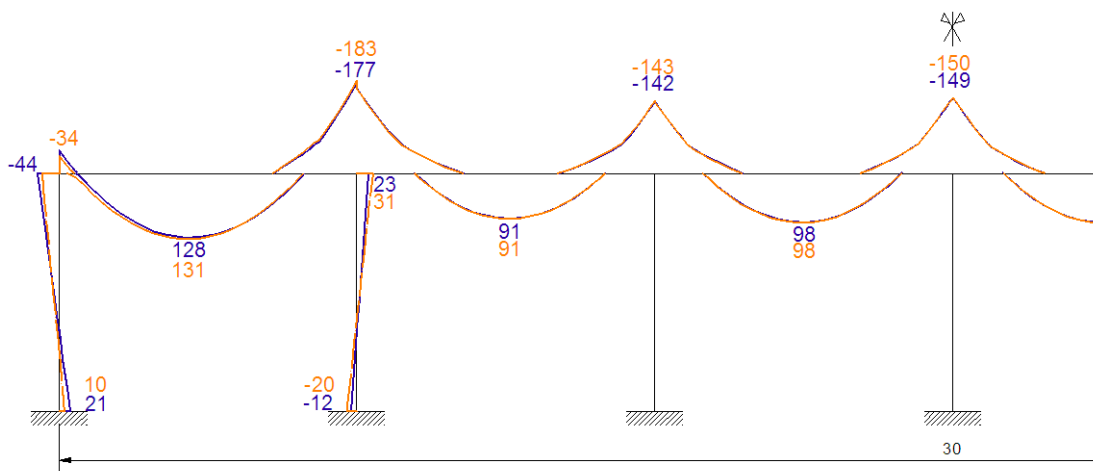


a) Situação de Verão.

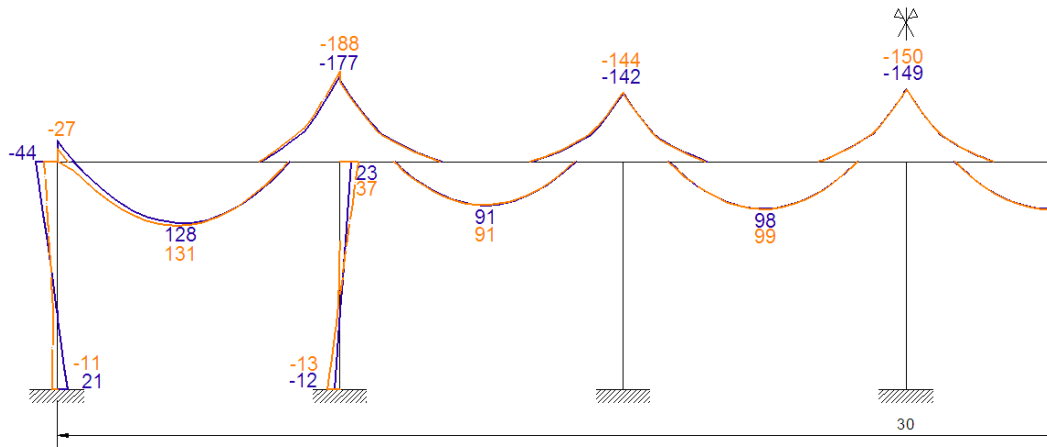


b) Situação de Inverno

Figura 3.8 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção (30 m de vão).

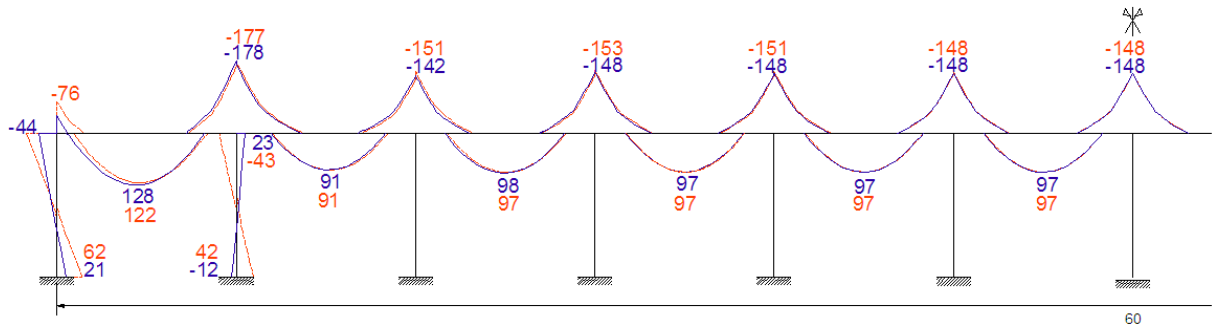


a) Situação de Verão.

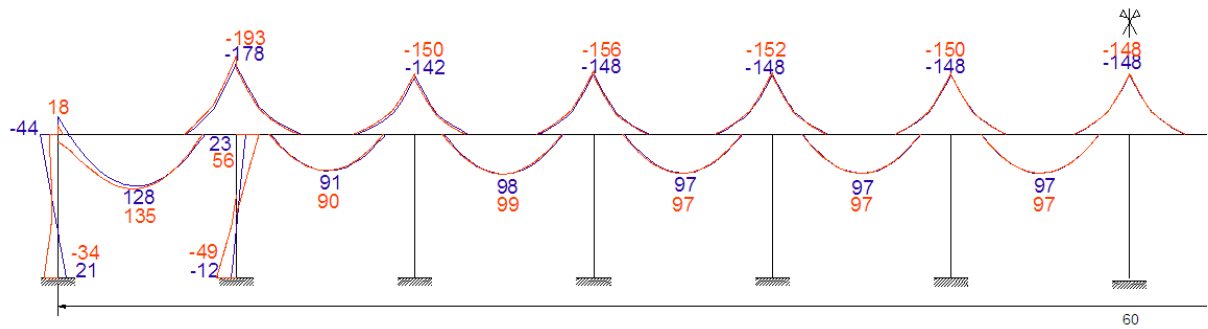


b) Situação de Inverno.

Figura 3.9 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retração e fluência (30 m de vão).

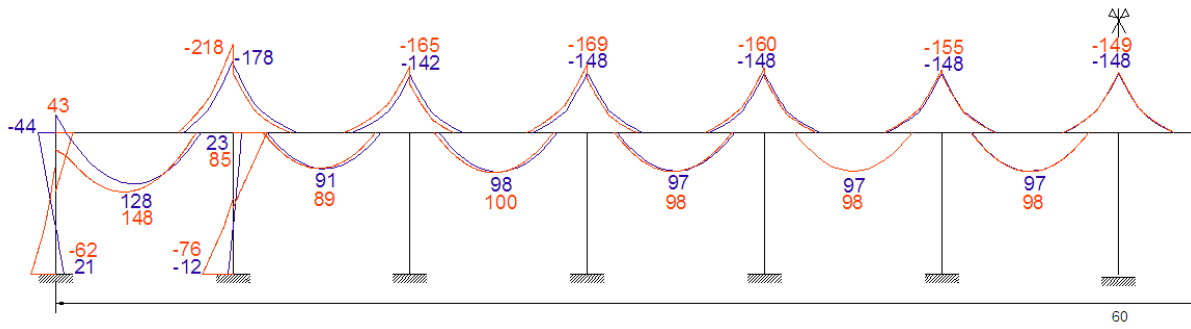


a) Situação de Verão

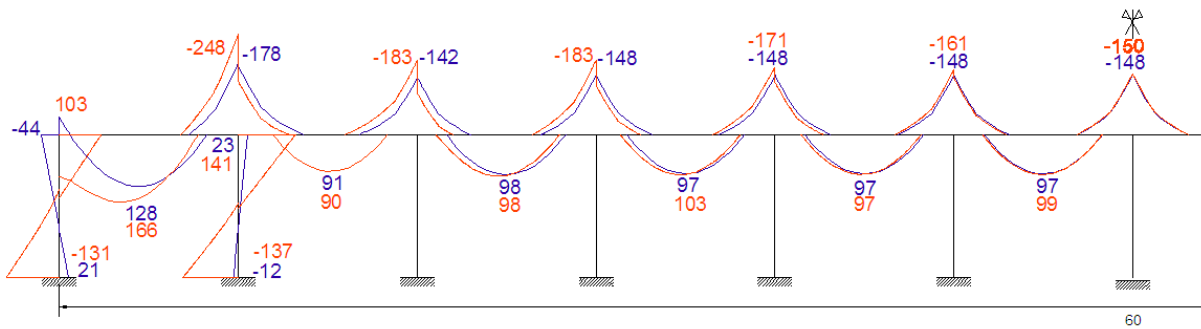


b) Situação de Inverno.

Figura 3.10 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (60 m de vão).

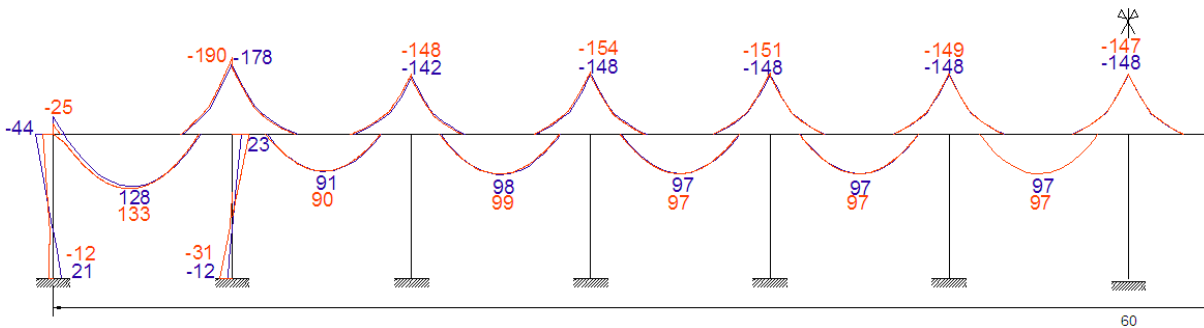


a) Situação de Verão.

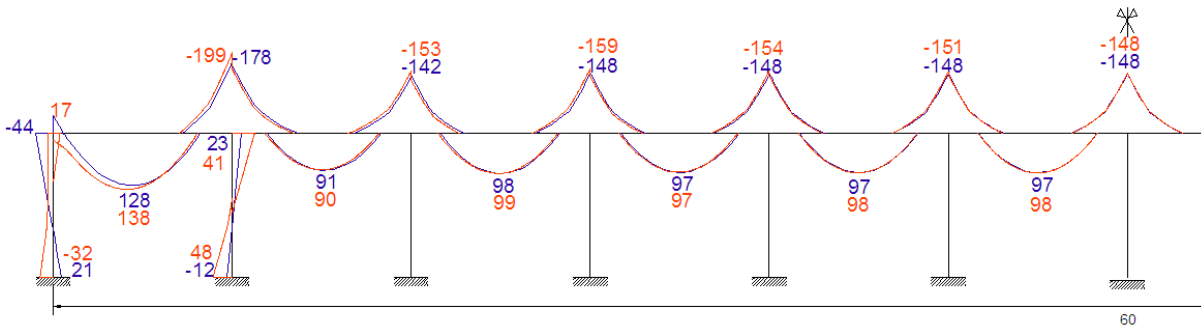


b) Situação de Inverno.

Figura 3.11 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção (60 m de vão).



a) Situação de Verão.



b) Situação de Inverno.

Figura 3.12 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura e retracção e fluência (60 m de vão).

Nas tabelas que se seguem (Tabela 3.4 a Tabela 3.7) são indicados tipos de carregamentos. O tipo I corresponde a um carregamento apenas com cargas exteriores. O tipo II corresponde a um carregamento exterior com variação de temperatura. O tipo III é semelhante ao tipo II porém considera-se o efeito da retracção. No último, tem-se em consideração o fenómeno da fluência e de todas as cargas anteriormente mencionadas.

Mesmo quando o vão das estruturas apresentam um grande número de pilares, não se tornam muito significativas as variações de momentos flectores nos pilares mais interiores das estruturas, pelo que apenas se apresentam os valores para os três primeiros pilares das mesmas. Um caso similar acontece com os valores dos momentos flectores nas vigas. Na Figura 3.13 pode ver-se a designação usada nas tabelas seguintes para os momentos flectores.

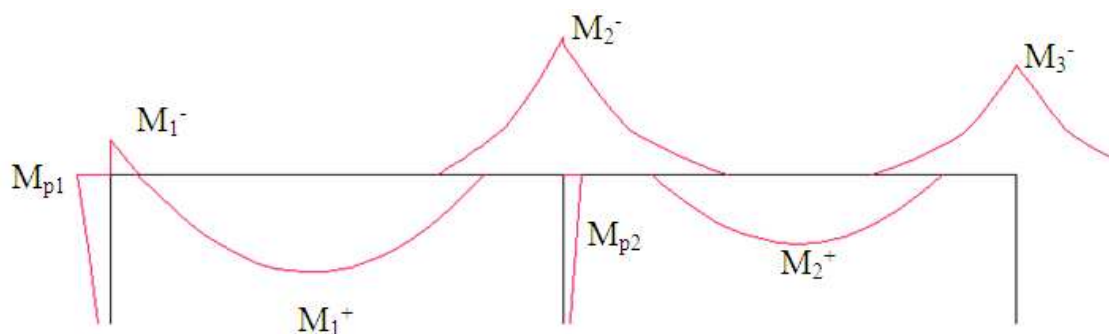


Figura 3.13 – Determinação dos momentos flectores.

Tabela 3.4 – Momentos flectores para pórticos de 5 m e 15 m

Tipo de carregamento	5m		15m			
	M_1^-	M_1^+	M_1^-	M_1^+	M_2^-	
I	-58	163	-45	129	-173	
II	Temp. Inv.	-57	165	-39	131	-176
	Temp. Ver.	-60	161	-51	127	-140
III	Temp. Inv.	-58	171	-18	139	-186
	Temp. Ver.	-54	169	-29	135	-180
IV	Temp. Inv.	-56	165	-37	132	-177
	Temp. Ver.	-57	164	-41	131	-175

Tabela 3.5 - Momentos flectores para pórticos de 20 m e 30 m

Tipo de carregamento		20m			30m				
		M ₁ ⁻	M ₁ ⁺	M ₂ ⁻	M ₁ ⁻	M ₁ ⁺	M ₂ ⁻	M ₂ ⁺	M ₃ ⁻
I		-44	128	-179	-44	128	-177	91	-142
II	Temp. Inv.	-36	131	-183	-32	132	-185	91	-143
	Temp. Ver.	-52	128	-179	-57	125	-170	91	-142
III	Temp. Inv.	22	141	-199	43	147	-211	91	-153
	Temp. Ver.	-30	135	-191	-12	138	-197	91	-148
IV	Temp. Inv.	-32	132	-185	-27	131	-188	91	-144
	Temp. Ver.	-37	130	-182	-34	131	-183	91	-143

Tabela 3.6 - Momentos flectores para pórticos de 40 m e 50 m

Tipo de carregamento		40m					50m				
		M ₁ ⁻	M ₁ ⁺	M ₂ ⁻	M ₂ ⁺	M ₃ ⁻	M ₁ ⁻	M ₁ ⁺	M ₂ ⁻	M ₂ ⁺	M ₃ ⁻
I		-44	128	-178	91	-142	-44	128	-178	91	-142
II	Temp. Inv.	-29	133	-188	91	-147	-27	134	-190	91	-148
	Temp. Ver.	-64	128	-178	91	-147	-71	128	-178	91	-150
III	Temp. Inv.	64	153	-224	90	-164	84	160	-234	90	-174
	Temp. Ver.	23	142	-205	91	-154	34	145	-212	90	-160
IV	Temp. Inv.	-22	135	-191	90	-148	-17	137	-196	90	-151
	Temp. Ver.	-32	132	-186	91	-145	-29	133	-188	90	-147

Tabela 3.7 - Momentos flectores para pórticos de 60 m e 70 m.

Tipo de carregamento		60m					70m				
		M ₁ ⁻	M ₁ ⁺	M ₂ ⁻	M ₂ ⁺	M ₃ ⁻	M ₁ ⁻	M ₁ ⁺	M ₂ ⁻	M ₂ ⁺	M ₃ ⁻
I		-44	128	-178	91	-142	-44	128	-178	92	-154
II	Temp. Inv.	18	135	-193	91	-150	-41	136	-195	90	-152
	Temp. Ver.	-76	122	-178	91	-151	-82	128	-178	92	-154
III	Temp. Inv.	103	166	-248	90	-183	121	173	-259	90	-192
	Temp. Ver.	43	148	-218	89	-165	52	151	-225	90	-170
IV	Temp. Inv.	17	138	-199	90	-153	22	136	-202	90	-156
	Temp. Ver.	-25	133	-190	90	-148	-23	134	-192	90	-150

Na Tabela 3.8 pode ver-se os valores mais relevantes da análise feita. Nesta tabela apresenta-se a variação de momento máximo verificado (ΔM), ou seja, em comparação com o carregamento tipo I o aumento de momento flector máximo verificado. Também se pode ver as áreas de armaduras necessárias para os momentos apresentados bem como o acréscimo de área de armadura (ΔA_s) em analogia com o aumento de momento flector verificado.

Tabela 3.8 – Comparação geral dos resultados obtidos.

Comprimento do Pórtico	Vigas				Pilares	
	$M_{m\acute{a}x}$ (KNm)	ΔM (%)	$A_{s,m\acute{a}x}$ (cm ²)	ΔA_s (%)	$M_{m\acute{a}x}$ (KNm)	ΔM (%)
5m	-171	4,91	8,87	5,85	60	3,45
15m	-186	7,51	9,81	8,76	46	0
20m	-199	11,17	10,67	13,63	52	18,18
30m	-211	18,54	11,65	25	71	61,36
40m	-224	25,84	12,51	34,23	95	115,91
50m	-234	31,46	13,23	41,95	119	170,46
60m	-248	39,33	14,28	53,22	141	220,46
70m	-259	45,51	15,22	63,30	163	270,46

Como se pode verificar, para pórticos com comprimentos superiores a 40 m, e quando sujeitos a um carregamento tipo II (situação de Inverno), existe no topo do segundo pilar um momento superior ao do primeiro. Este facto, que pode gerar estranheza, pode ser justificado recorrendo-se ao Princípio da Sobreposição dos Efeitos e analisando cada solicitação em separado.

Como se pode verificar pelos diagramas a azul, o efeito das cargas verticais provoca momentos negativos no topo do pilar de extremidade e momentos positivos no topo do segundo pilar. O efeito da retracção em ambos os pilares provoca momentos positivos, sendo que no pilar de extremidade os momentos são um pouco superiores. O efeito da temperatura (Inverno) pode-se comparar com uma retracção o que provoca esforços de sinais iguais, embora de menor importância. Ora, somando-se estes efeitos (embora não se possa fazer de uma forma directa devido aos coeficientes de combinação que são usados) verifica-se que o topo do segundo pilar acaba por ficar mais esforçado que o topo do pilar de extremidade.

Em relação à situação de Verão, para o mesmo tipo de análise, é compreensível que os momentos sejam inferiores à situação de Inverno dado que a retracção e a variação de temperatura têm efeitos contrários.

4

ANÁLISE NÃO LINEAR DE PÓRTICOS CONSIDERANDO OS EFEITOS DIFERIDOS

4.1. INTRODUÇÃO

A consideração do comportamento não linear dos materiais no dimensionamento pode ser um factor relevante.

Usando os pórticos da análise anterior, e submetendo-os agora a uma análise não linear, pretende-se verificar a segurança que um dimensionamento com base numa análise elástica possui.

Neste capítulo faz-se uma breve apresentação do programa de cálculo usado para o desenvolvimento do trabalho, bem como dos resultados obtidos.

4.2. PROGRAMA USADO

Tal como já referido, o programa que se usou é um programa de análise não linear que permite simular o comportamento instantâneo e o comportamento diferido de estruturas de betão armado e/ou pré-esforçado. Os elementos em análise são discretizados em elementos finitos de viga.

Será realizada de seguida uma caracterização mais específica das potencialidades e considerações do programa usado. Para qualquer esclarecimento adicional deve consultar-se Henriques (1998).

4.2.1. CONSIDERAÇÕES PARA O USO DESTE PROGRAMA

4.2.1.1. Análise não linear

Os materiais usados em estruturas de betão armado apresentam comportamentos não lineares. Estes comportamentos resultam da resposta não linear do betão, devido à plastificação que ocorre em compressão, à fendilhação em tracção; do comportamento não linear das armaduras para tensões superiores à tenção de cedência e devido aos mecanismos da interacção entre o betão e a armadura. A análise não linear que é realizada neste programa tem em consideração as relações constitutivas não lineares dos materiais, ou seja do betão e das armaduras (passivas e activas). A resposta estrutural ao longo do tempo é tida em conta através da consideração dos efeitos diferidos do betão (envelhecimento, retracção e fluência).

4.2.1.2. Elementos finitos

O método dos elementos finitos é um método muito usado e rigoroso na análise estrutural. Este método consiste na discretização do meio contínuo em elementos de dimensões reduzidas (elementos finitos) para os quais são estabelecidas as relações geométricas (deslocamentos – deformações), as relações constitutivas (tensões – deformações) e as equações diferenciais regentes do fenómeno (equações de equilíbrio).

As estruturas planas porticadas são discretizadas ao longo dos seus eixos longitudinais através de elementos de viga de três nós de Timoshenko. Em relação à altura dos elementos, estes são divididos em camadas de betão e de aço (ver Figura 4.1).

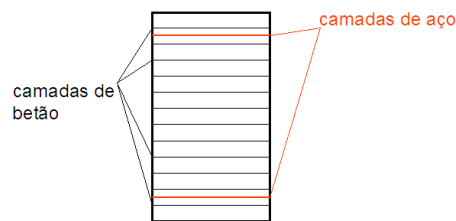


Figura 4.1 Discretização de um elemento em camadas de aço e de betão.

4.2.1.3. Comportamento instantâneo

Betão

O comportamento instantâneo não linear do betão é simulado por um modelo elasto-plástico multiaxial para o betão não fendilhado (ver Figura 4.2). Para o betão fendilhado usa-se um modelo de fendilhação distribuída onde se verifica uma retenção de tensões de tracção no betão entre fendas (ver Figura 4.3). Na Figura 4.2 pode ver-se duas propostas para o estudo do comportamento bilinear do betão, a de Kupfer de 1973 e a de Ottosen de 1977.

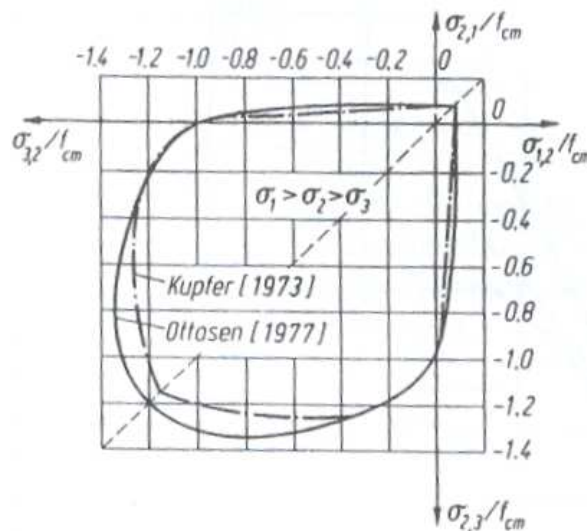


Figura 4.2 – Comportamento multiaxial do betão.

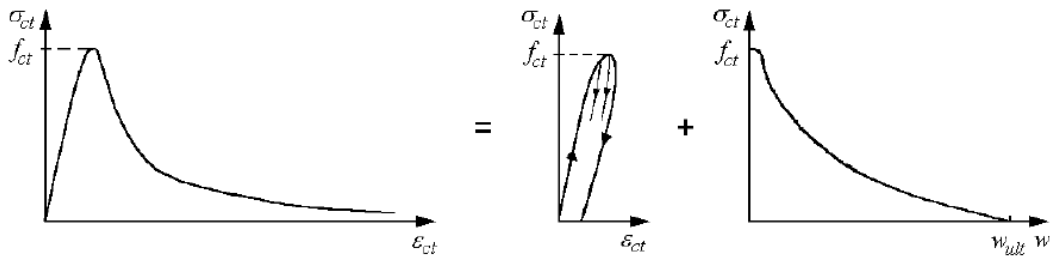


Figura 4.3 – Relações constitutivas do betão à tracção (Henriques, 1998).

Aço

A resposta do aço é traduzida por um modelo elasto-plástico unidimensional que se traduz num diagrama constituído por troços rectos (multilinear) representando a relação tensões – deformações (ver Figura 4.4).

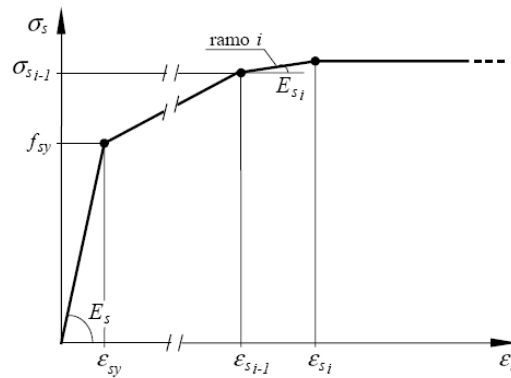


Figura 4.4 – Diagrama multilinear para o aço (Henriques, 1998).

4.2.1.4. Comportamento diferido

A evolução da resposta estrutural ao longo do tempo é tida em conta através de modelos que têm em conta o envelhecimento, a retracção e a fluência do betão.

Envelhecimento do betão

Com o decorrer do tempo as propriedades mecânicas do betão sofrem alterações significativas. Isto deve-se à hidratação e carbonatação do betão e são influenciados pelo tipo de cimento, temperatura e condições de cura. Para ter este efeito em conta, as propriedades do betão são adaptadas à idade do betão tal como sugere o CEB-FIB MC90 e que se apresentam nas expressões seguintes.

$$f_c(t) = \beta_c(t) \cdot f_{cm} \quad (4.1)$$

$$f_{ct}(t) = \beta_c(t)^{2/3} \cdot f_{ctm} \quad (4.2)$$

$$E(t) = \beta_c(t)^{1/3} \cdot E_c \quad (4.3)$$

$$\beta_c(t) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (4.4)$$

Na equação (4.4) o parâmetro “s” depende do tipo de cimento.

Retracção

O modelo de retracção usado no programa segue o proposto no CEB-FIB MC90 e que se apresenta na expressão (4.5). Apenas a parcela da retracção por secagem é considerada com este modelo dado que, com o passar do tempo, a parcela da retracção autógena deixa de ter importância no valor final da extensão por retracção.

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{csr} \cdot \beta_h \cdot S \cdot (t - t_{s0}) \quad (4.5)$$

Fluência

Para a consideração da fluência, o programa usa o modelo proposto pelo CEB-FIB MC90 e realiza a decomposição da história da carga usando uma aproximação em séries de Dirichlet.

A avaliação das deformações de fluência para histórias de tensão variável no tempo é feita através da aplicação do princípio da sobreposição dos efeitos, decompondo a referida história em incrementos de tensão, aplicados num determinado instante, e somando as deformações correspondentes de acordo com as relações constitutivas (ver Figura 4.5).

Segundo Bazant, citado em Henriques (1998), como geralmente uma função de fluência exponencial não se ajusta convenientemente aos dados experimentais, a função de fluência é aproximada por uma série de Dirichlet de N termos (expressão (4.6)).

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \sum_{i=1}^N \frac{1}{E_i(t_0)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{(t-t_0)}{\tau_i}} \right) \quad (4.6)$$

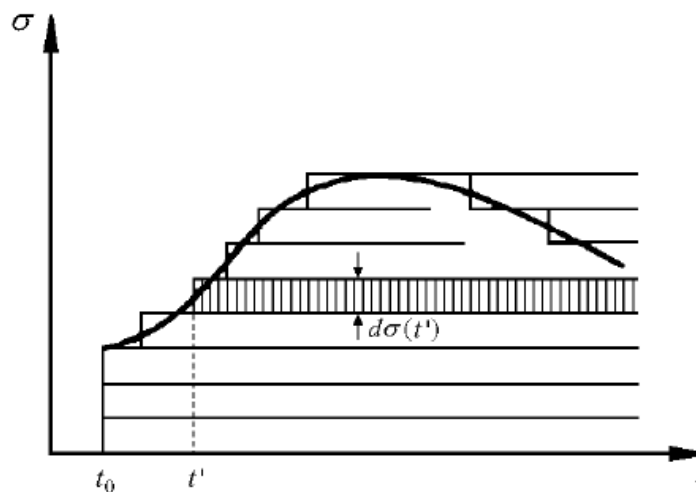


Figura 4.5 – Decomposição da história de tensão com incrementos de tensão (Henriques, 1998).

4.2.2. RESULTADOS POSSIVEIS

O programa permite a visualização de vários resultados obtidos, tais como, deslocamentos, deformações, tensões, esforços, a malha de elementos finitos considerada para a análise entre outros.

No entanto, nos gráficos que são possíveis criar, estes não aparecem cotados sendo necessário recorrer a um ficheiro de resultados gerado para o conhecimento desses valores.

De seguida demonstra-se alguns resultados obtidos, a título demonstrativo das capacidades do programa, da análise de um pórtico de 15 m.

4.2.2.1. Definição da estrutura

Como já foi referido, a estrutura é analisada com base em elementos finitos. De seguida apresenta-se a malha de elementos finitos usada para o pórtico de 15 m (ver Figura 4.6) e a definição geométrica das secções (ver Figura 4.7).

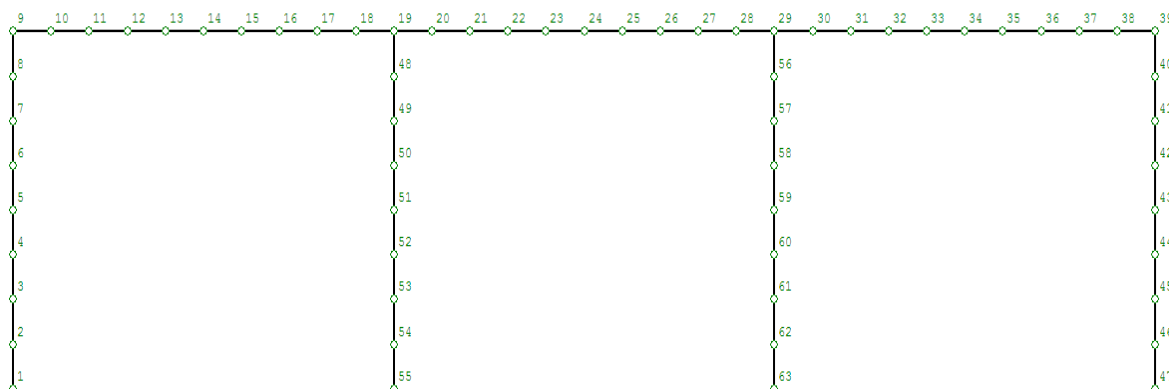


Figura 4.6 – Malha de elementos finitos para o pórtico de 15 m.

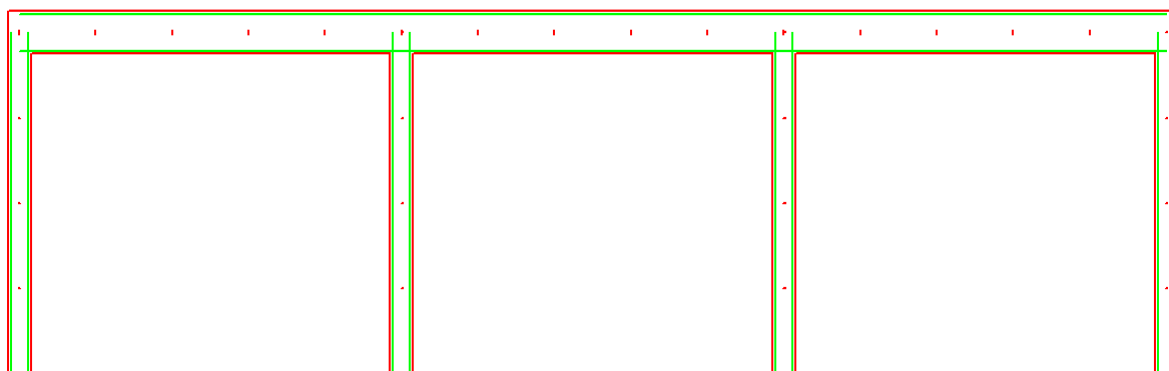


Figura 4.7 – Geometria do pórtico.

Na Figura 4.7 a verde pode ver-se a posição das armaduras e a vermelho pode ver-se o contorno exterior das secções de betão.

4.2.2.2. Deformadas e deslocamentos

Dado que a unidade base de comprimento usado pelo programa é o metro, quando se pretende visualizar a deformada da estrutura para um determinado estado de carga, é necessário usar um factor de escala que a torne perceptível. Como exemplo desta potencialidade pode ver-se na Figura 4.8 uma deformada do pórtico para um determinado estado de carga.

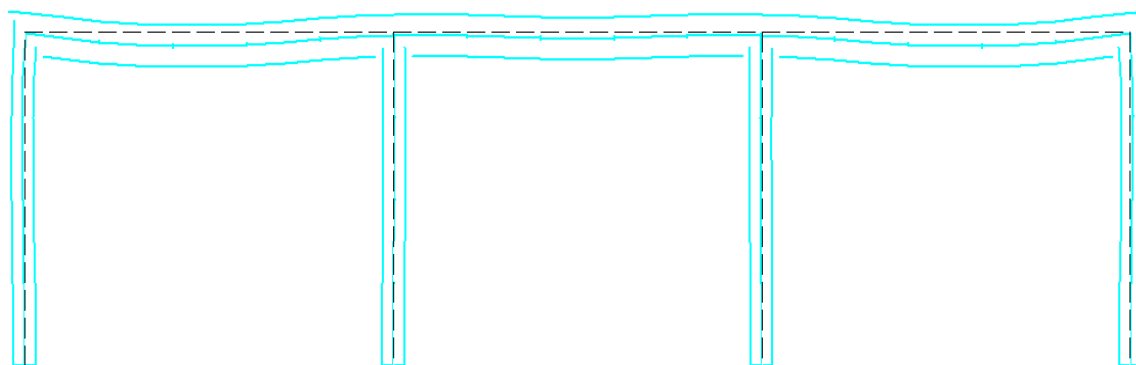


Figura 4.8 – Deformada para um determinado estado de carga.

É possível visualizar uma evolução de deformada no tempo, porém aqui não é apresentado nenhum exemplo pela complexidade visual existente em tal representação.

Em termos de deslocamentos, é possível criar um ficheiro Excel, para uma determinada solicitação, da evolução dos deslocamentos de um ponto com a evolução dessa mesma solicitação. Na Figura 4.9 pode ver-se a evolução dos deslocamentos verticais de um ponto de uma viga com os sucessivos incrementos de carga correspondente à solicitação das cargas permanentes (g_k).

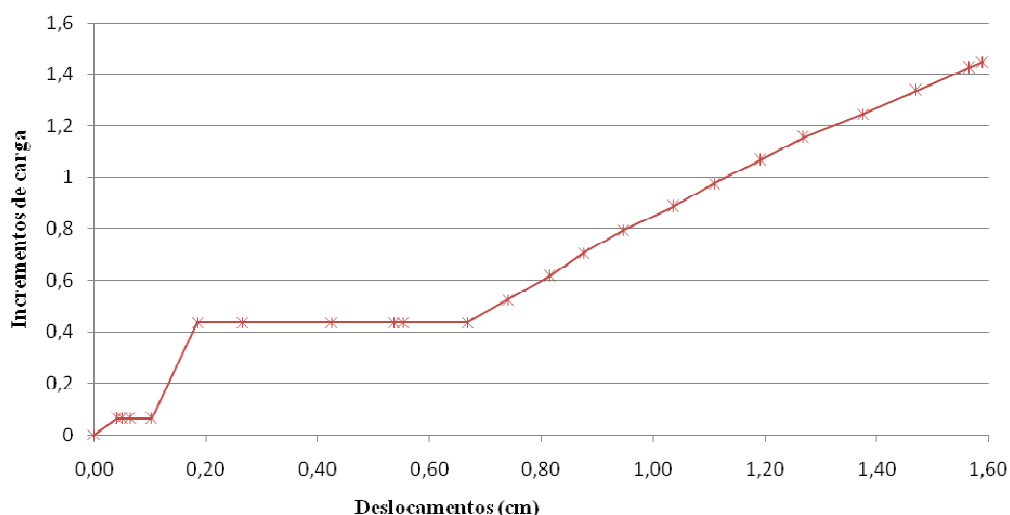


Figura 4.9 – Evolução dos deslocamentos com o aumento da carga g_k .

4.2.2.3. Tensões

Dado que as secções são divididas em camadas (de betão e aço) é possível obter, para cada elemento e para cada camada o valor das tensões nela actuante. Tal como para os deslocamentos, para a percepção adequada das tensões nos elementos é necessário o uso de um factor de escala adequado, dado que não é possível visualizar, graficamente, os valores das tensões.

Na Figura 4.10 encontram-se representadas as tensões a que a estrutura se encontra sujeita para um determinado estado de carga. De referir que a vermelho se encontram as tensões de compressão e a azul as de tracção.

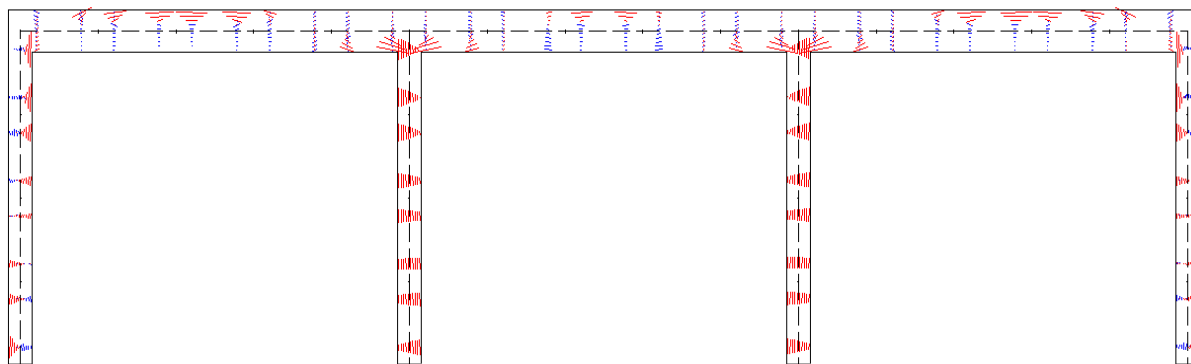


Figura 4.10 – Tensões no pórtico.

4.2.2.4. Fendas

É possível conhecer o estado de fendilhação da estrutura. O programa apresenta um valor correspondente a uma percentagem de fendas que representa, das camadas traccionadas, as que abrem fendas. Na Figura 4.11 pode ver-se a distribuição das fendas no pórtico para um carregamento próximo da rotura. Não é possível conhecer, directamente, a abertura de fendas.

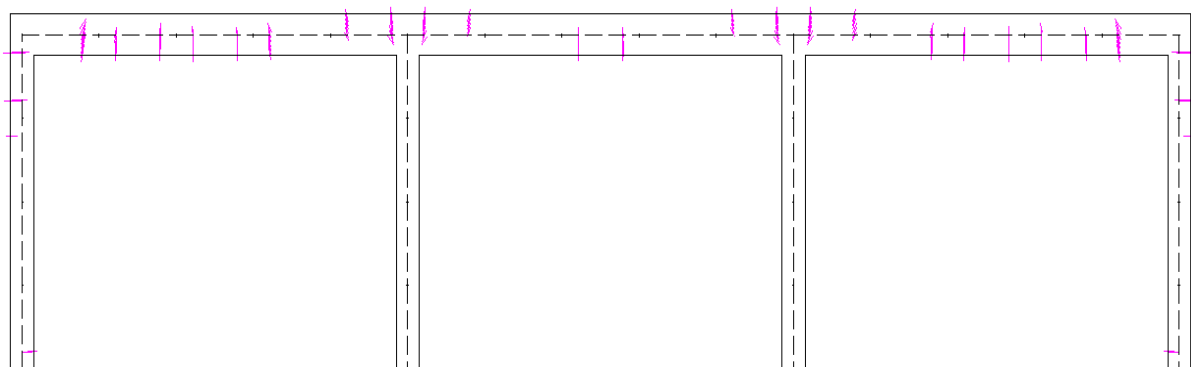


Figura 4.11 – Fendas.

4.2.2.5. Esforços

Existe a possibilidade de conhecer, para um dado estado de carga os esforços existentes (momentos flectores, esforço transverso e axial). Mais uma vez não é possível ver os valores dos esforços e, tal como em outros casos, é necessário usar um factor de escala adequado para uma adequada percepção dos resultados. Na Figura 4.12 apresenta-se um diagrama de momentos associado a um determinado estado de carga. Não se apresentam diagramas de esforços axiais nem de esforços transversos por não se considerar necessário.

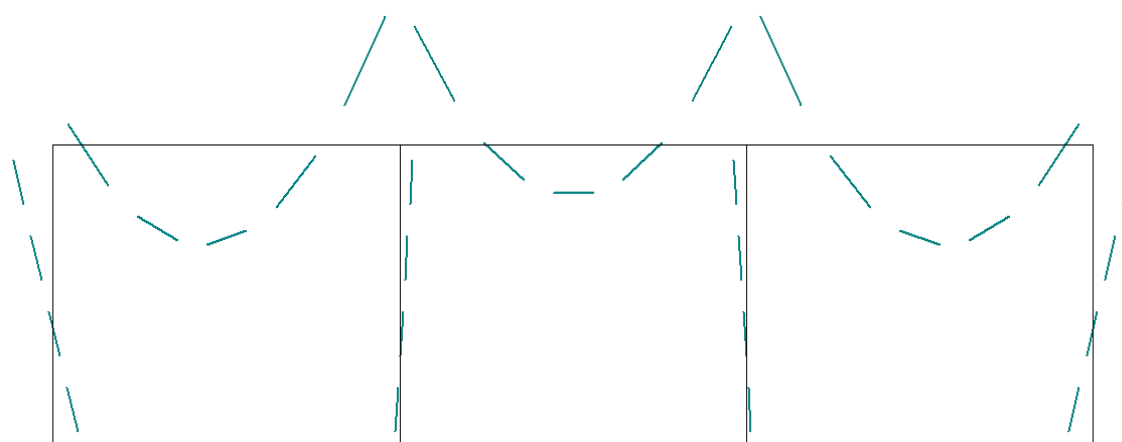


Figura 4.12 – Diagrama de momentos flectores.

4.3. ANÁLISE DOS PÓRTICOS

4.3.1. CONSIDERAÇÕES NA ANÁLISE

A análise foi realizada com separação entre a situação de Verão e a situação de Inverno. Foi analisado o comportamento dos pórticos consoante a consideração da retracção, variação de temperatura e fluência com as diferentes quantidades de armaduras em cada análise. Ou seja, as solicitações consideradas eram iguais em todos os casos diferindo apenas as áreas de armaduras usadas. Na Tabela 4.1 explica-se as situações analisadas para uma melhor compreensão dos resultados apresentados.

Tabela 4.1 – Definição dos casos considerados.

Denominação	Significado	
	Armadura correspondente	Solicitação base
q _{k_1}	(A) Peso próprio e sobrecarga	
q _{k_2}	(B) Peso próprio, sobrecarga e variação de temperatura	Sobrecarga distribuída
q _{k_3}	(C) Peso próprio, sobrecarga e variação de temperatura e retracção	
temp_1	(A) Peso próprio e sobrecarga	Temperatura
temp_2	(B) Peso próprio, sobrecarga e variação de temperatura	
temp_3	(C) Peso próprio, sobrecarga e variação de temperatura e retracção	

Com base nos resultados da análise elástica e do dimensionamento realizados com este tipo de análise, submetem-se as estruturas a uma análise não linear. As áreas de armaduras usadas coincidiram com os valores teóricos obtidos da análise elástica. Na Figura 4.13 pode ver-se distribuição e nomeação

esquemáticas das armaduras usadas. As suas áreas encontram-se apresentadas na Tabela 4.2 para o pórtico de 30 m. Para os pórticos de dimensões superiores, as áreas de armaduras encontram-se nos anexos (da Tabela A. 1 à Tabela A. 3 do Anexo 2).

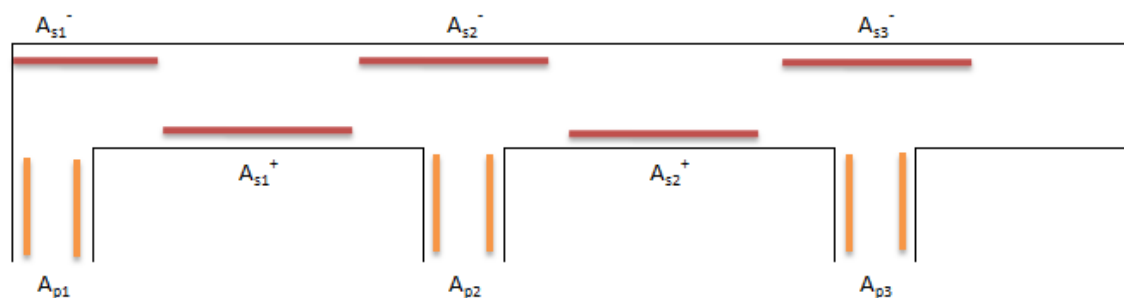


Figura 4.13 – Denominação das armaduras consideradas.

Tabela 4.2 – Áreas de armaduras consideradas para o portico de 30 m.

30m	A	B		C		
		Verão	Inverno	Verão	Inverno	
A_{s1}^-	2.25	3.02	1.62	1.52	2.25	
A_{s1}^+	7.13	7.13	7.38	7.82	8.34	
A_{s2}^-	10.39	10.39	10.86	11.69	12.68	
A_{s2}^+	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	
A_{s3}^-	8.01	8.14	8.14	8.40	8.79	
A_{s3}^+	5.30	5.30	5.36	5.42	5.48	
A_{s4}^-	8.53	8.53	8.53	8.66	8.79	
Pilares	A_{p1}	2.46	3.77	1.80	1.80	4.45
	A_{p2}	1.80	1.80	1.80	1.80	3.68
	A_{p3}	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	A_{p4}	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80

Foram realizadas dispensas de armaduras na zona de momentos negativos sendo a armadura construtiva considerada de 2 varões de 8 mm. Na zona de momentos positivos, junto dos apoios, a armadura considerada foi de $\frac{1}{4}$ da armadura de meio vão.

Os pórticos foram modelados com elementos finitos de 1 m de comprimento e as secções com 12 camadas – 10 de betão e 2 de aço.

Considerou-se ainda que o peso próprio da estrutura actuava aos 14 dias (data que se considerou ser a da descofragem) e que o resto das cargas permanentes e sobrecargas aos 90 dias. Havendo que considerar o efeito da variação de temperatura, realizaram-se análises distintas para o caso em que a temperatura era ou não considerada como acção base de sobrecarga.

A retracção foi tida em conta após os 14 dias. Em relação ao efeito da fluência, os 14 dias também foram considerados como a sua data de início, sendo que para a sua modelação foram consideradas 5 cadeias de Dirichlet e um prazo de vida da obra de 50 anos.

Não foram analisados pórticos de dimensões inferiores a 30 m dado que as variações de armaduras necessárias não eram relevantes. Assim, analisaram-se pórticos de 30 m, 40 m, 50 m e de 60 m. Não se analisaram os restantes dado que nos pórticos de 60 m os resultados já eram bastante conclusivos.

No que diz respeito a deslocamentos (horizontais e verticais), estes foram controlados para a combinação quase permanente (cpq) de acções e relacionados (apenas os deslocamentos verticais) com o valor limite imposto pelo EC2 de $l/250$ o que, para um vão de 5 m, limita as flechas a 2 cm. O valor da flecha máxima controlada corresponde ao ponto médio do vão de extremidade dos pórticos por serem estes o que apresentam maiores solicitações. Em relação aos deslocamentos horizontais, foram retirados os valores correspondentes ao topo do primeiro pilar de cada pórtico.

4.3.2. RESULTADOS PARA 30 M

4.3.2.1. Resistência última

Em relação aos coeficientes de segurança obtidos pode ver-se a situação de Verão e de Inverno na Figura 4.14 e na Figura 4.15, respectivamente.

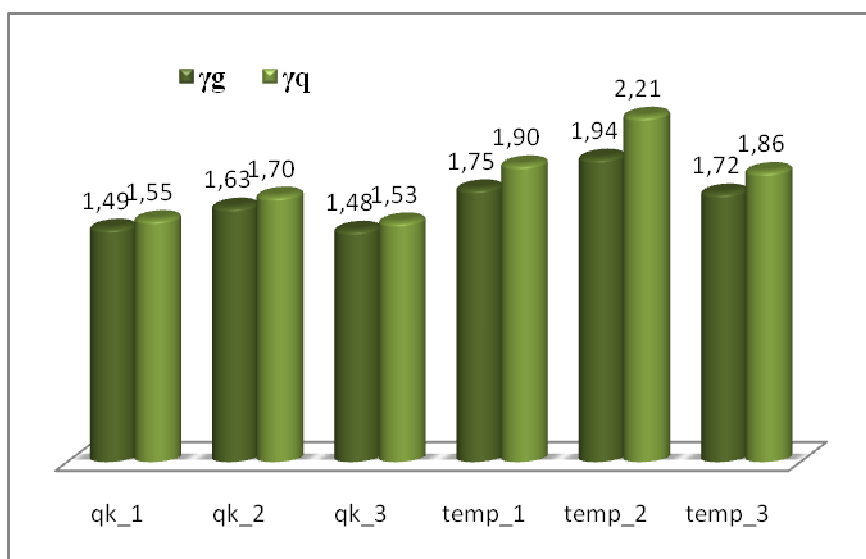


Figura 4.14 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (30 m).

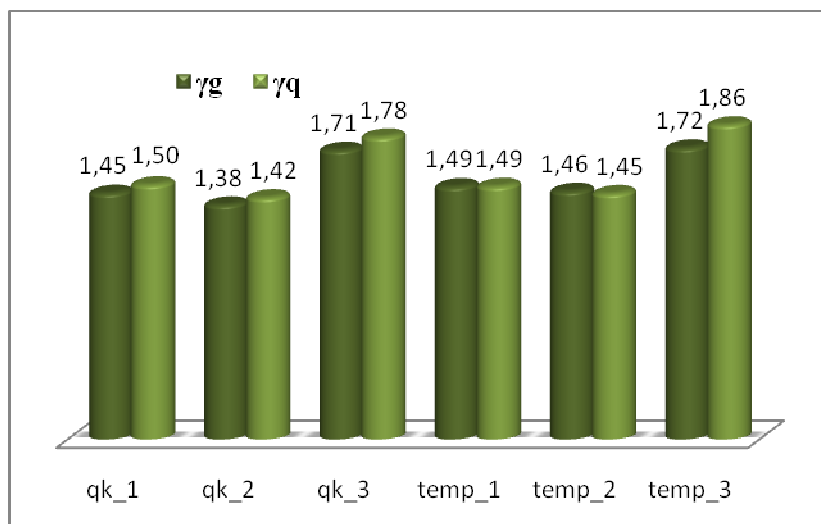


Figura 4.15 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (30 m).

Como se pode verificar, a situação de Inverno é mais gravosa que a de Verão, em geral, sendo que a consideração da temperatura como solicitação base é mais favorável. Nota-se ainda que os valores dos coeficientes de segurança vão aumentando consoante se vão acumulando os efeitos tidos em conta.

4.3.2.2. Serviço

No que diz respeito aos deslocamentos verticais, para a cpq encontram-se na Figura 4.16 De referir que os valores se encontram com valores negativos sendo no entanto de entender que os deslocamentos se verificam no sentido descendente. Pode ver-se nesta figura que os deslocamentos não ultrapassam o 1 cm, o que é inferior ao imposto pelo EC2.

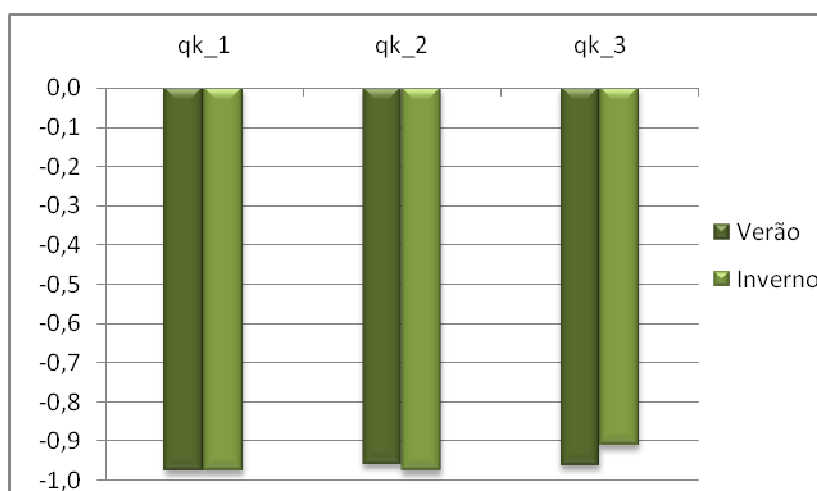


Figura 4.16 – Deslocamentos verticais máximos (30 m).

Em relação aos deslocamentos horizontais, e para a versão cpq, encontram-se na Figura 4.17 um diagrama ilustrativo destes deslocamentos. Como se pode verificar não existe, praticamente, uma variação significativa destes valores.

Na Tabela 4.3 pode ver-se os valores dos deslocamentos horizontais e verticais.

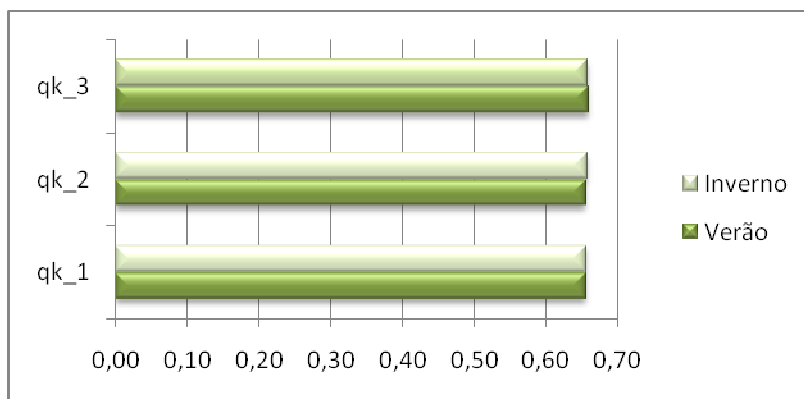


Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais máximos (30 m).

Tabela 4.3 – Deslocamentos máximos (30 m).

	Verão		Inverno	
	δv (cm)	δh (cm)	δv (cm)	δh (cm)
qk_1	-0.975	0.656	-0.975	0.656
qk_2	-0.958	0.655	-0.976	0.658
qk_3	-0.962	0.660	-0.911	0.658

4.3.3. RESULTADOS PARA 40 M

4.3.3.1. Resistência última

Encontra-se na Figura 4.18 e Figura 4.19 os coeficientes de segurança para a situação de Verão e de Inverno, respectivamente, obtidos com uma análise não linear.

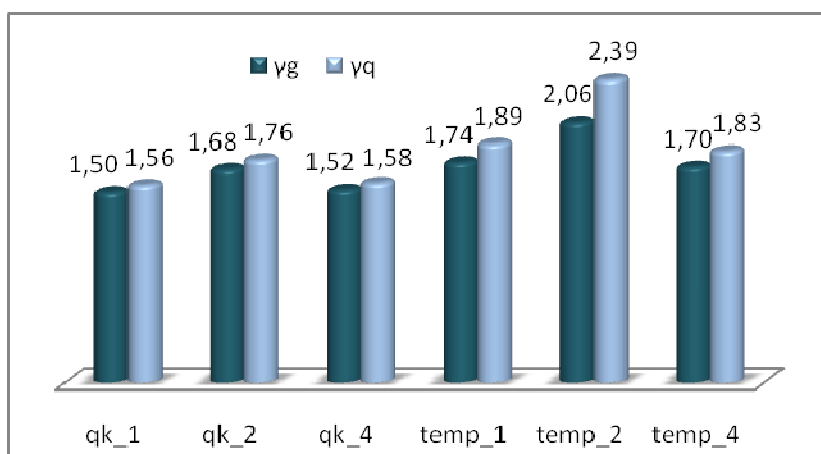


Figura 4.18 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (40 m)..

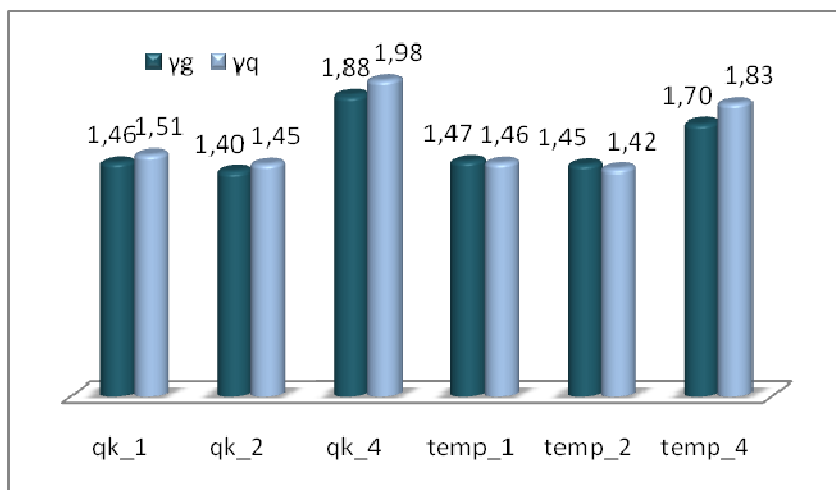


Figura 4.19 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (40 m).

Segundo os valores observados a situação de Inverno é mais crítica dado que não se chega a verificar a segurança em relação às sobrecargas ($\gamma_q < 1,5$).

4.3.3.2. Serviço

Os deslocamentos verificados para o pórtico de 40 m encontram-se ilustrados na Figura 4.20 e Figura 4.21 para os deslocamentos máximos verticais e horizontais, respectivamente. Na Tabela 4.4 pode ver-se esses valores.

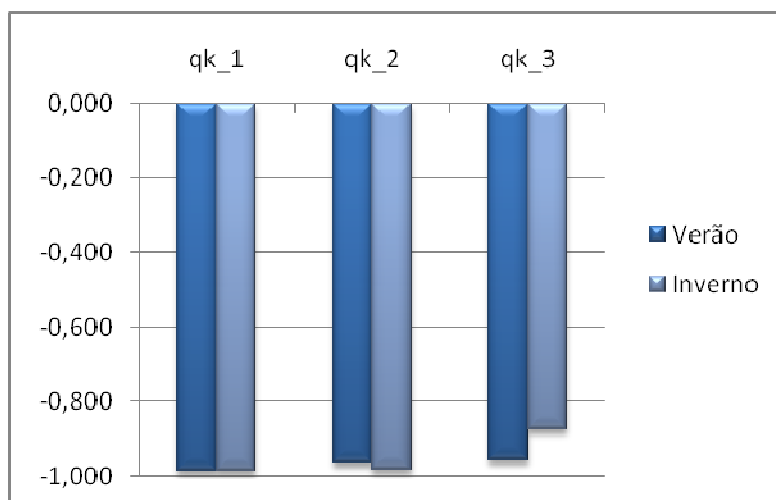


Figura 4.20 – Deslocamentos verticais máximos (40 m).

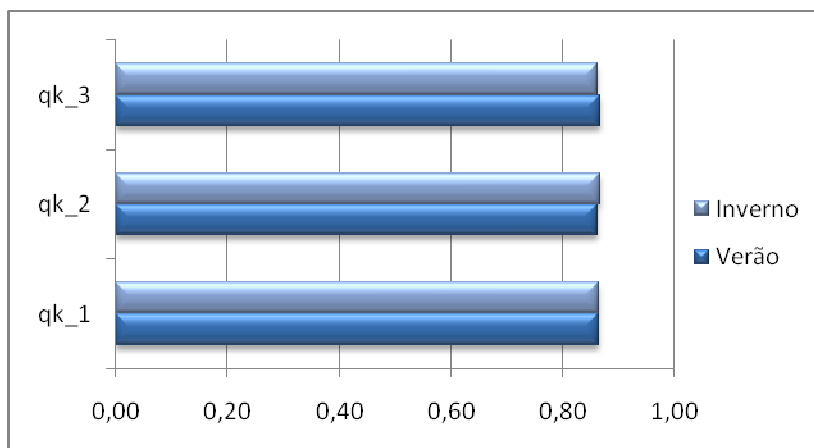


Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais máximos (40 m).

Tabela 4.4 – Deslocamentos máximos (40 m).

	Verão		Inverno	
	δv (cm)	δh (cm)	δv (cm)	δh (cm)
qk_1	-0.988	0.865	-0.988	0.865
qk_2	-0.967	0.863	-0.982	0.868
qk_3	-0.957	0.868	-0.875	0.863

Pode ver-se que o limite imposto pelo EC2 para os deslocamentos verticais é cumprido dado que os deslocamentos não excedem o 1 cm. Em termos de deslocamentos horizontais, verifica-se que os valores são muito próximos entre eles.

4.3.4. RESULTADOS PARA 50 M

4.3.4.1. Resistência última

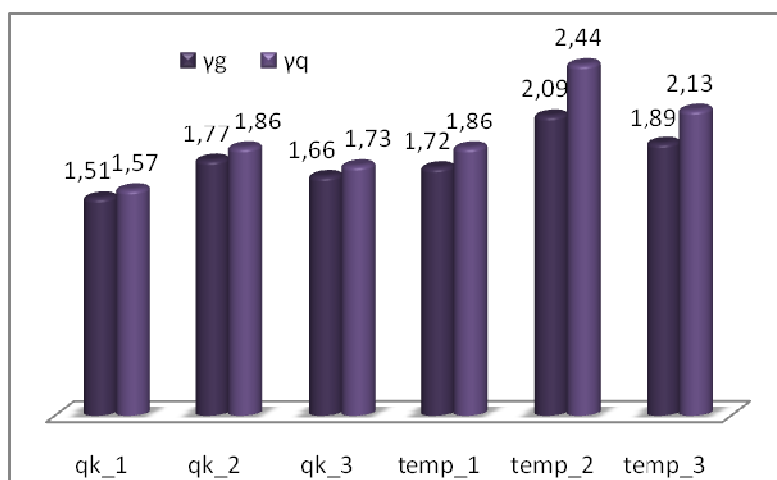


Figura 4.22 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (50 m).

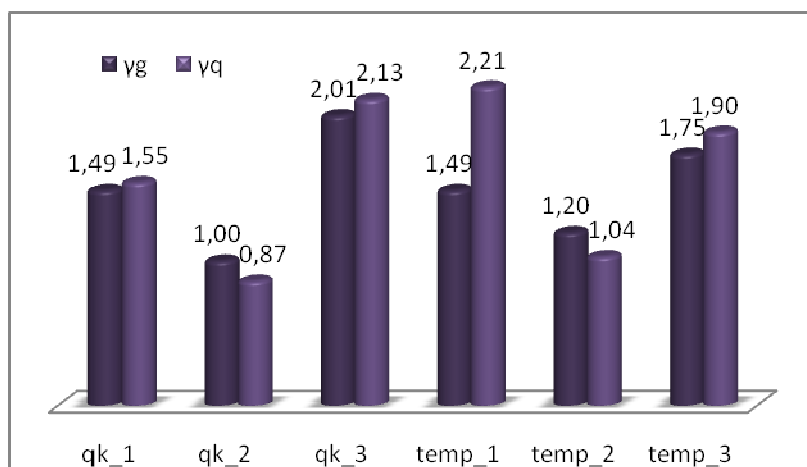


Figura 4.23 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (50 m).

Como se pode ver na Figura 4.23 quando se considera o efeito da temperatura e das acções verticais, não existe segurança. Este facto deve-se à baixa quantidade de armadura que foi colocada devido aos resultados obtidos pela análise elástica efectuada. Para esta situação, no topo do primeiro pilar (e início da primeira viga) o esforço reduziu o que se traduziu numa menor quantidade de armadura necessária.

4.3.4.2. Serviço

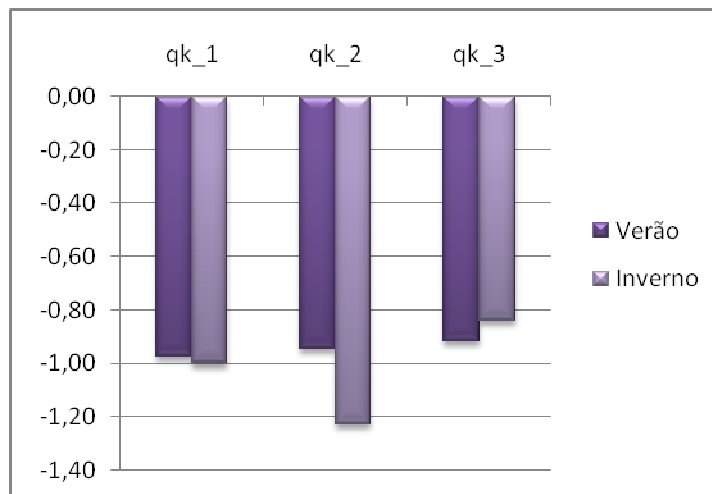


Figura 4.24 – Deslocamentos verticais máximos (50 m).

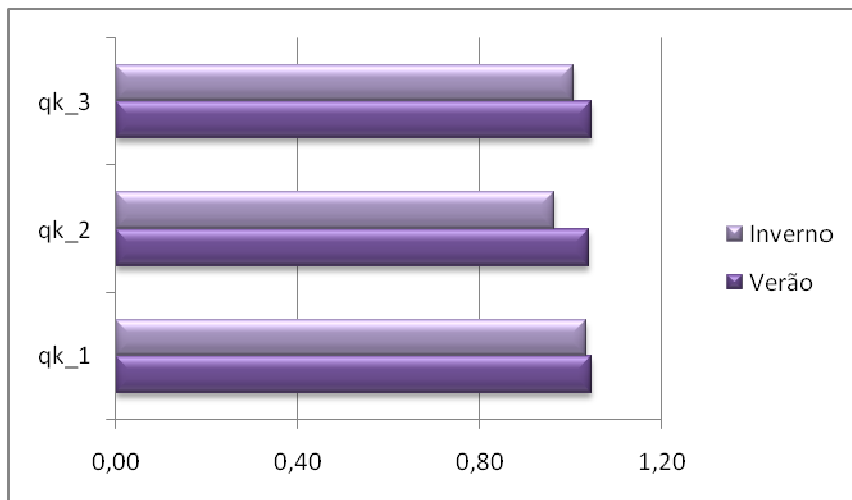


Figura 4.25 – Deslocamentos horizontais máximos (50 m).

Tabela 4.5 – Deslocamentos máximos (50 m).

	Verão		Inverno	
	δv (cm)	δh (cm)	δv (cm)	δh (cm)
qk_1	-0.977	1.045	-1.001	1.036
qk_2	-0.947	1.041	-1.227	0.964
qk_3	-0.919	1.047	-0.840	1.007

4.3.5. RESULTADOS PARA 60 M

4.3.5.1. Resistência última

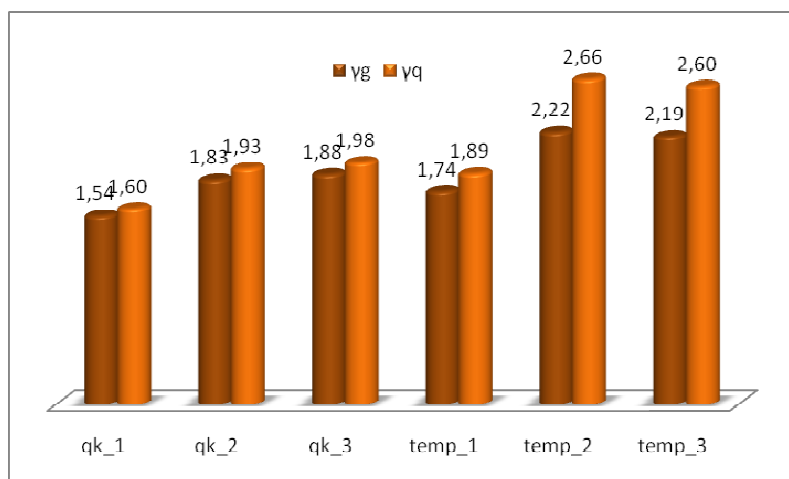


Figura 4.26 – Coeficientes de segurança na situação de Verão (60 m).

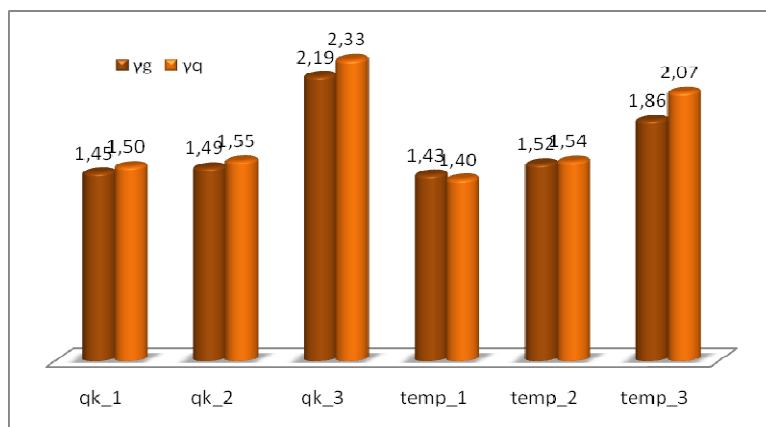


Figura 4.27 – Coeficientes de segurança na situação de Inverno (60 m).

4.3.5.2. Serviço

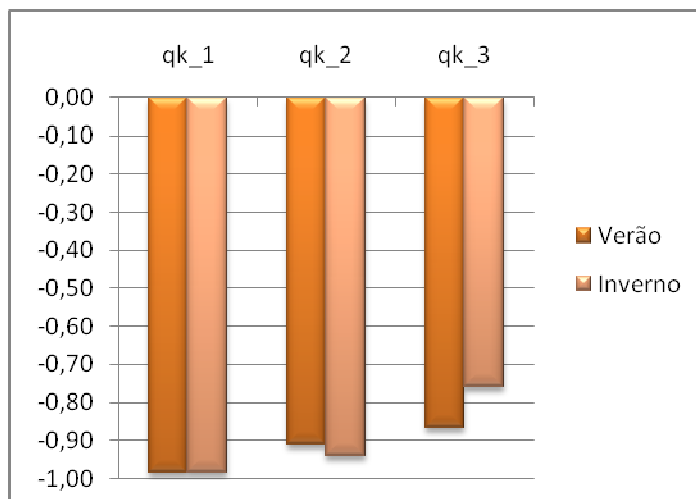


Figura 4.28 – Deslocamentos verticais máximos (60 m).

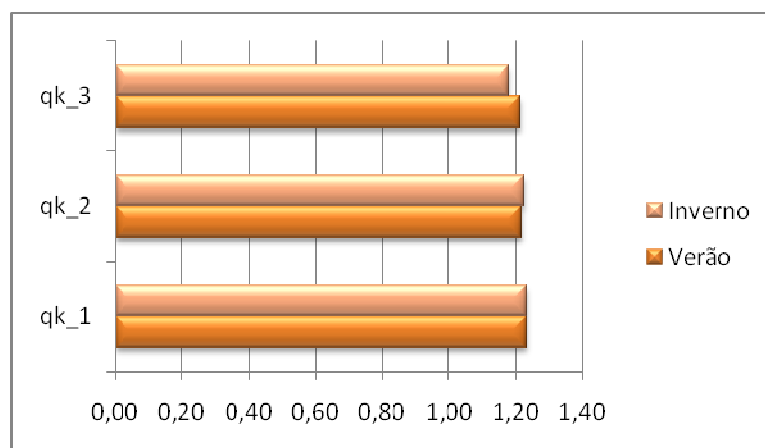


Figura 4.29 – Deslocamentos horizontais máximos (60 m).

Tabela 4.6 – Deslocamentos máximos (60 m).

	Verão		Inverno	
	δv (cm)	δh (cm)	δv (cm)	δh (cm)
qk_1	-0.985	1.233	-0.985	1.233
qk_2	-0.913	1.217	-0.942	1.227
qk_3	-0.866	1.213	-0.759	1.180

4.3.6. RESULTADOS COMPARATIVOS

Apresenta-se de seguida a comparação dos resultados para todas as análises, para se poder tirar conclusões. São comparados os coeficientes de segurança das cargas permanentes e das sobrecargas para as situações de Verão e de Inverno. É ainda realizado a análise comparativa da evolução dos deslocamentos, verticais e horizontais, verificados.

4.3.6.1. Resistência última

O comportamento geral dos pórticos é bom. Nas próximas figuras podem ver-se a comparação dos coeficientes de segurança obtidos.

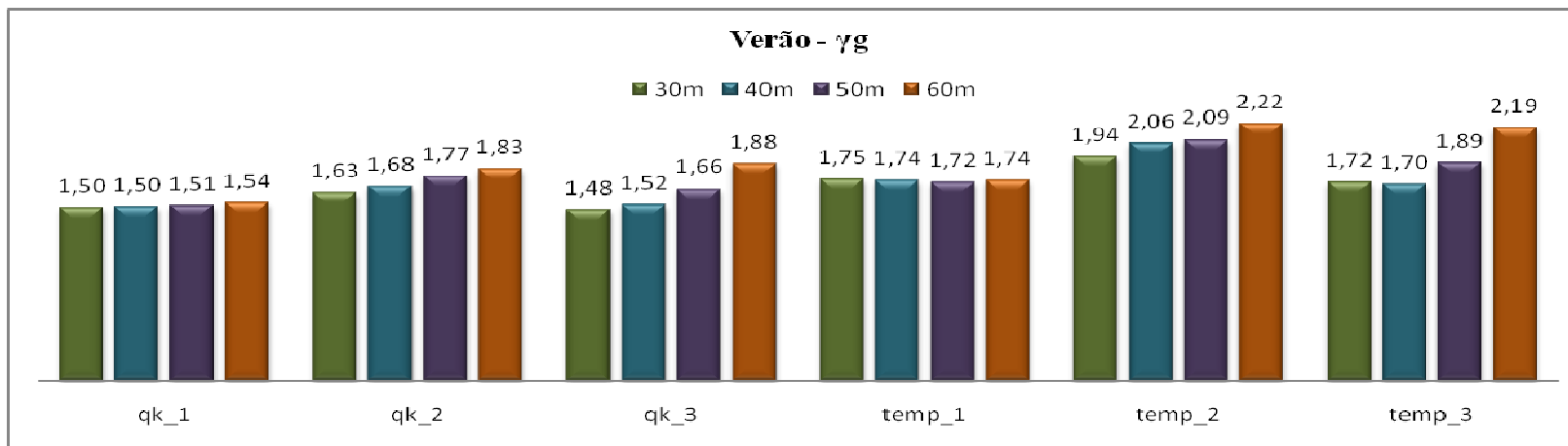


Figura 4.30 – Comparação do coeficiente de segurança das cargas permanentes (Verão).

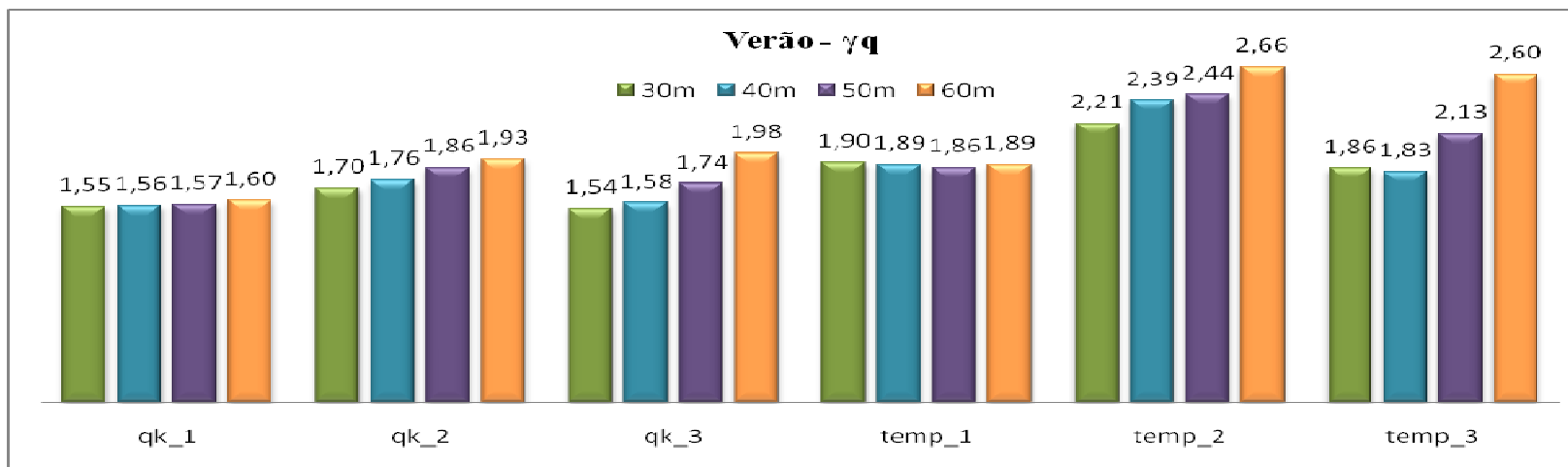


Figura 4.31 - Comparação do coeficiente de segurança das sobrecargas (Verão).

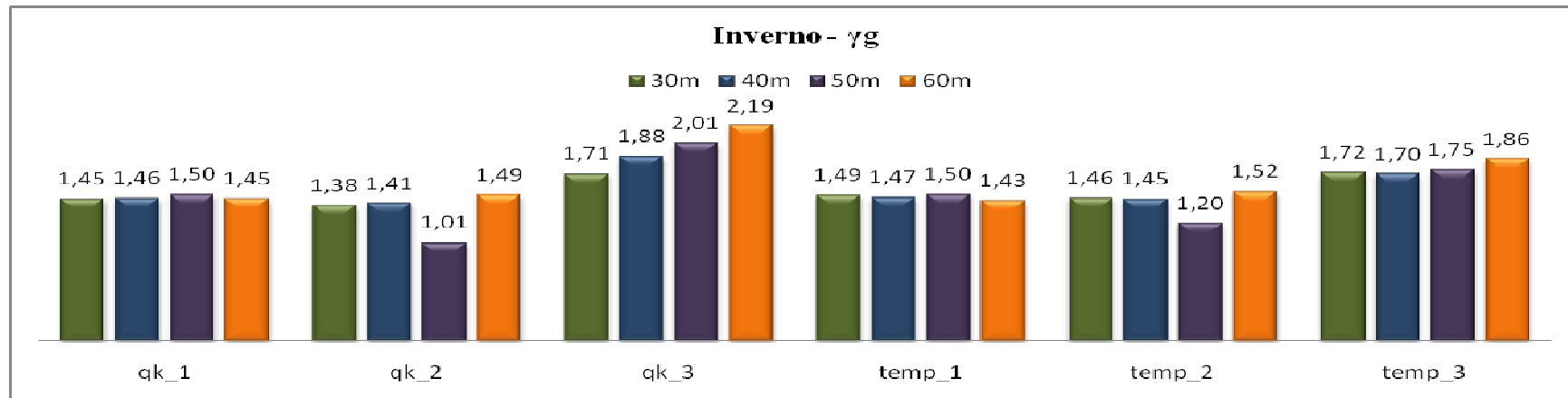


Figura 4.32 - Comparação do coeficiente de segurança das cargas permanentes (Inverno).

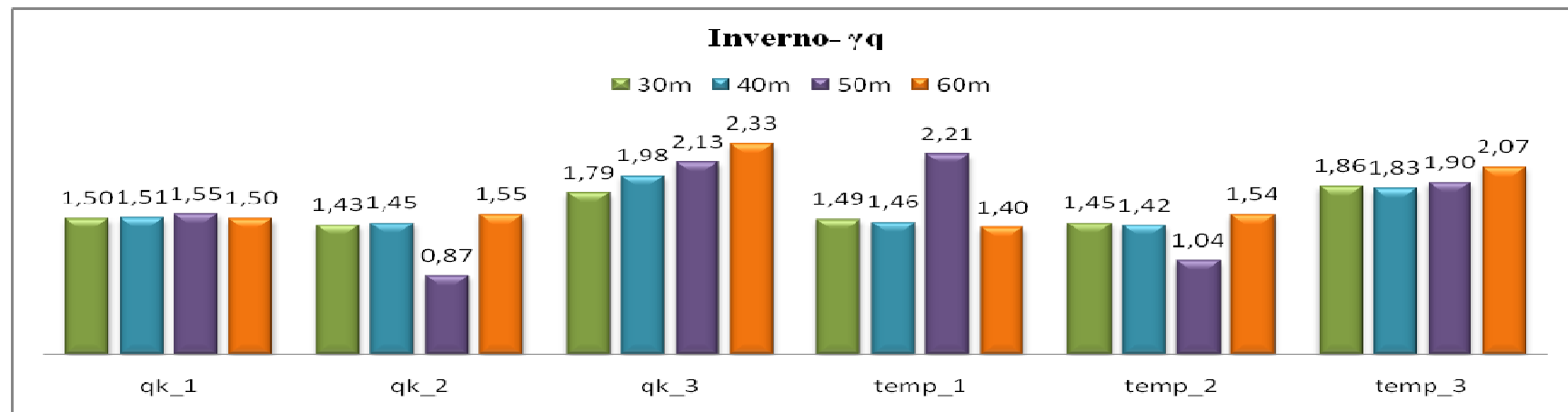


Figura 4.33 - Comparação do coeficiente de segurança das sobrecargas (Inverno).

4.3.6.2. Serviço

Fazendo uma análise comparativa dos resultados obtidos em relação aos deslocamentos máximos horizontais verificados, pode ver-se na Figura 4.34 e Figura 4.35 os valores desses deslocamentos na situação de Verão e de Inverno, respectivamente.

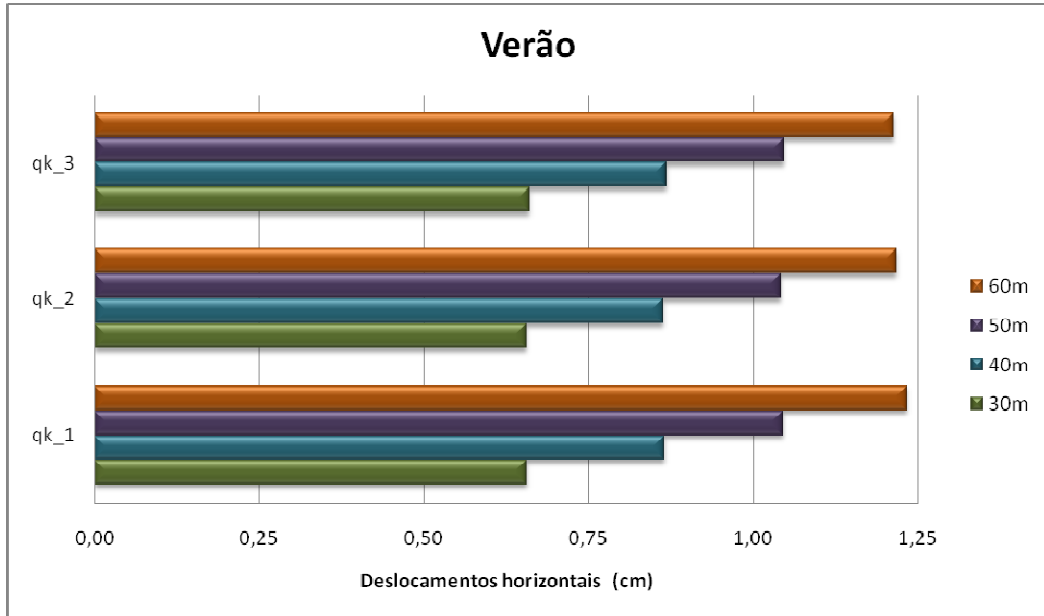


Figura 4.34 – Deslocamentos horizontais máximos para a situação de Verão.

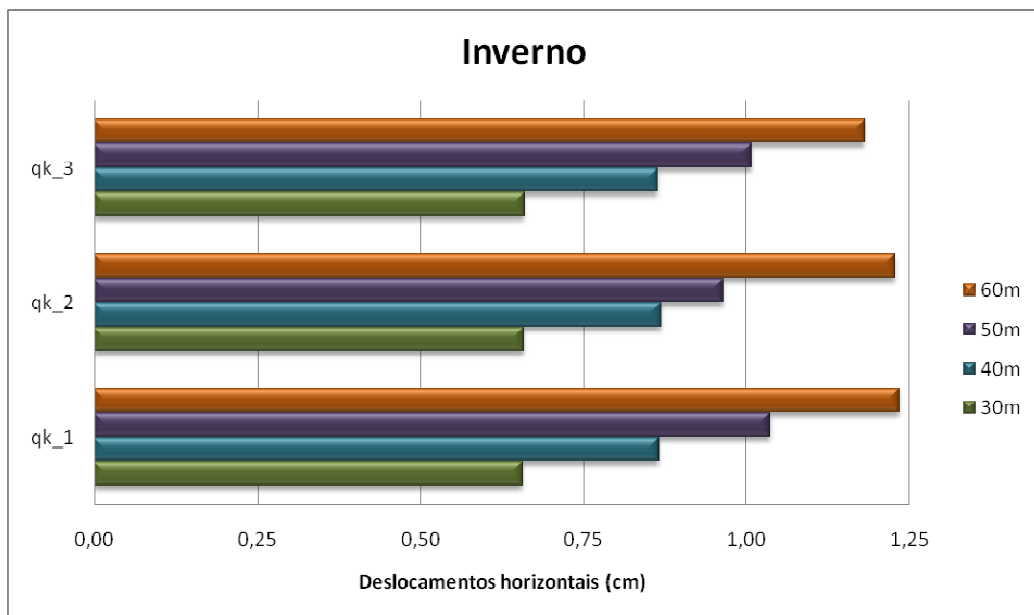


Figura 4.35 – Deslocamentos horizontais máximos para a situação de Inverno.

Como é possível verificar pelas figuras acima, existe um aumento significativo em relação ao pórtico de 30 m dos deslocamentos dos outros pórticos. Na Tabela 4.7 pode ver-se o acréscimo de deslocamento horizontal que é verificado em cada pórtico em relação ao pórtico de 30 m para a situação de Verão. Na Tabela 4.8 apresenta-se a situação de Inverno.

De forma a comparar os resultados, pode ver-se na Figura 4.36 os valores dos acréscimos de deslocamento horizontal para as diversas análises realizadas.

Tabela 4.7 – Acréscimo de deslocamentos horizontais – situação de Verão.

	30m	40m		50m		60m	
	δ_h (cm)	δ_h (cm)	Acréscimo	δ_h (cm)	Acréscimo	δ_h (cm)	Acréscimo
qk_1	0.656	0.865	31.86%	1.045	59.42%	1.233	88.05%
qk_2	0.655	0.863	31.69%	1.041	58.94%	1.217	85.75%
qk_3	0.660	0.868	31.53%	1.047	58.66%	1.213	83.92%

Tabela 4.8 – Acréscimo de deslocamentos horizontais – situação de Inverno.

	30m	40m		50m		60m	
	δ_h (cm)	δ_h (cm)	Acréscimo	δ_h (cm)	Acréscimo	δ_h (cm)	Acréscimo
qk_1	0.656	0.865	31.86%	1.045	59.42%	1.233	88.05%
qk_3	0.658	0.868	32.00%	0.974	48.15%	1.227	86.55%
qk_5	0.656	0.863	31.57%	1.017	55.04%	1.180	79.88%

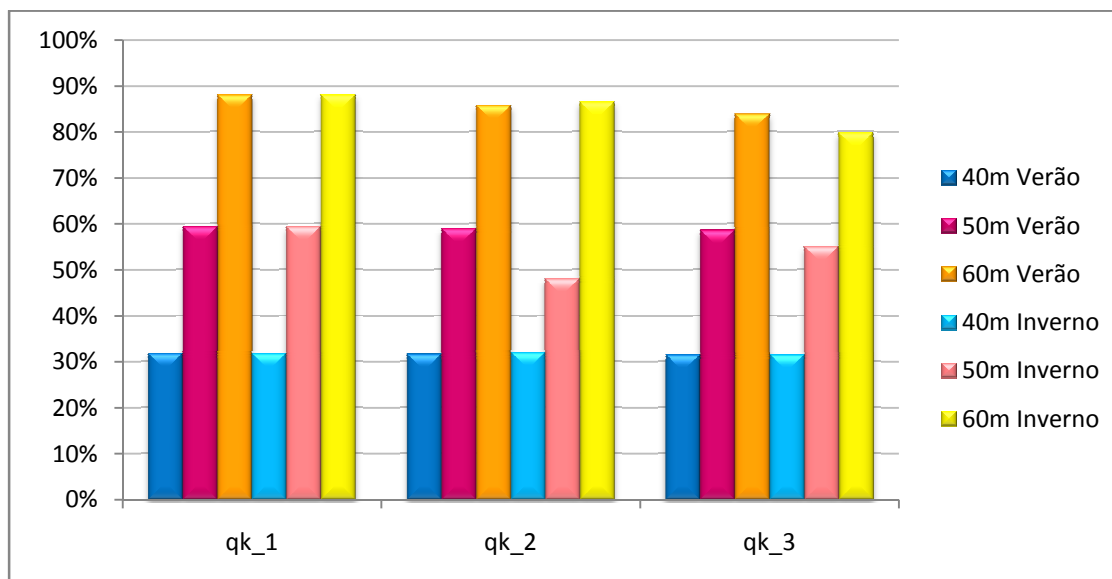


Figura 4.36 – Acréscimo de deslocamentos horizontais máximos.

CONCLUSÕES

A regulamentação existente actualmente não é muito específica no que diz respeito à inserção de juntas de dilatação em edifícios. É referido que a partir de 30 m de comprimento as estruturas devem ser separadas por juntas de dilatação e não vão muita para além desta indicação.

No que diz respeito à contabilização de uma variação de temperatura numa estrutura porticada, é de salientar que este fenómeno tem bastante importância, sobretudo para o seu comportamento em serviço.

Em relação à retracção pode concluir-se que a parcela autógena da retracção não tem grande importância a tempo infinito restando apenas a parcela da retracção por secagem. A água (humidade) é um factor condicionante para o desenvolvimento deste efeito no betão.

A fluência, que é crescente com a idade, torna a estrutura menos rígida, condicionando bastante o seu comportamento em serviço.

De todos os tipos de carregamentos usados, para o dimensionamento elástico, a situação menos segura que se verificou é aquela em que não se considera a fluência, e quando a retracção e a variação de temperatura têm efeitos idênticos, ou seja, numa situação de Inverno. Nesta mesma análise, constatou-se que a partir de comprimentos de 40 m de comprimento os esforços provocados pela situação anteriormente referida tomam muita importância.

Quando se faz uma análise não linear e salvo casos pontuais, o dimensionamento elástico é suficiente para a verificação de segurança no que diz respeito à rotura última.

Em termos de deslocamentos verticais, não são excedidos os valores regulamentares, o que evidencia um bom comportamento dos pórticos em serviço. No que se refere a deslocamentos horizontais verifica-se uma tendência de crescimento com o comprimento em planta dos pórticos. É de referir que, em comparação com um pórtico de 30 m, num pórtico com 60 m se verificaram acréscimos de deslocamentos de quase 90%.

Dado que uma estrutura tem que apresentar um bom desempenho, não só na rotura, que deve ser dúctil, mas também em serviço, que não deve impedir um bom desempenho da mesma, a implementação de juntas de dilatação para pórticos com comprimentos superiores a 30 m é justificável. Dados os valores obtidos, onde se verificaram acréscimo muito significativos de deslocamentos horizontais, a não consideração de juntas de dilatação pode traduzir-se num mau desempenho da estrutura, caso não se adoptem medidas adequadas para fazer face aos efeitos das variações de temperatura, retracção e fluência, apoiadas em estudos específicos.

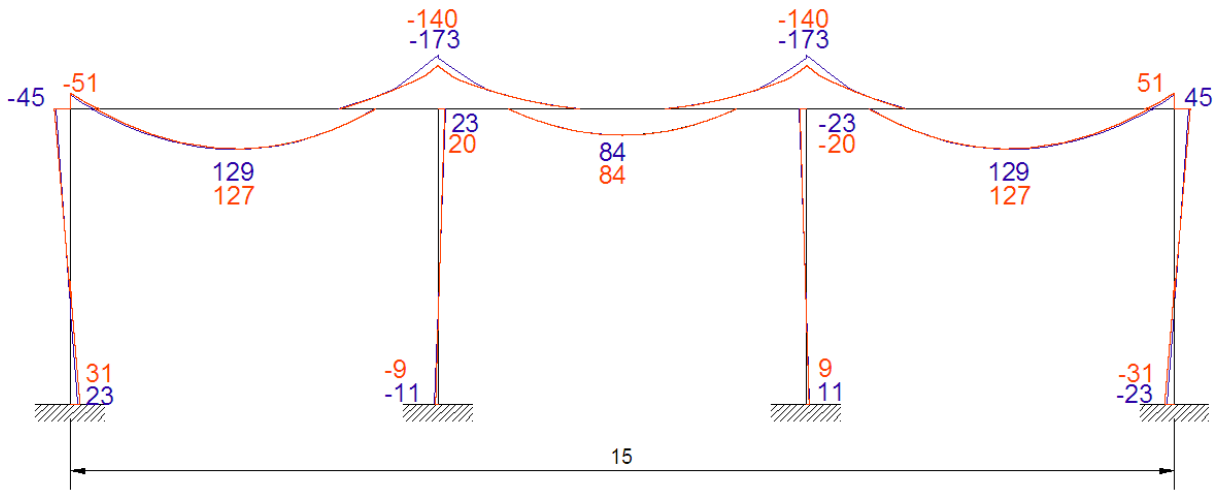
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, J. E. (2006). *Avaliação dos Ensaios de Durabilidade do Concreto Armado a Partir de estruturas Duráveis*. Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais.
- Almeida, L. C. (2006). *Identificação de Parâmetros Estruturais com Emprego de Análise Inversa*. Brasil: Universidade Estadual de Campinas.
- Calavera, J. Deformaciones. In J. Calavera, *Proyecto y Calculo de estructuras de Hormigon Armado para Edificios* (2ª Edicion ed., Vol. II, pp. 395-412). Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones.
- Calavera, J. Juntas de Dilatacion; Juntas de Asiento; Juntas de Hormigonado. In J. Calavera, *Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigon Armado para Edificios* (2ª Edicion ed., Vol. I, pp. 461-477). Intituto Tecnino de Materiales y Consrtrucciones.
- Fritz, L., & Mönnig, E. (1977). *Construções de Concreto- Principio Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado* (Vol. I). (D. Fridman, Trad.) Brasil: Editora Inreciência, Lta.
- Garcia, M. T. (1995). *Retracção e Fluência do Betão Observadas In Situ*. Lisboa: Universidade Técnica Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Henriques, A. A. (1998). *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Porto: FEUP.
- Kataoka, L. T. (2005). *Estudo Experimental Numérico da Deformação por Fluência e sua Utilização na Monitorização de Estruturas de Concreto*. Brasil: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Kleinlogel, A. (1960). *Joints de Dilatation dans lan constructin en béton et béton armé*. (H. Jacot, Trad.) Editions Eyrolles.
- Mascarenhas, J. (2005). *Sistemas de Construção - Coberturas Planas, Juntas, Alumínio e Materiais Ferrosos* (3ª Edição ed., Vol. IV). Lisboa: Livros Horizonte.
- Matos, R. et al. (2004). *Indicadores de Desempenho para Serviços de Águas Residuais*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil & Instituto Regulador de Águas e Resíduos.
- Moraes, M. d. (1982). *Concreto Armado*. Brasil: Editora McGraw-Hill.
- Neville, A. M. (2006). *Properties of Concrete* (4ª ed.). Inglaterra: Pearson Education.
- Pacheco, P. Á. (2002). *Projecto de estruturas Especiais de Betão. (Apontamentos de Mestrado em Estruturas para o módulo "Juntas de Dilatação")*. Porto: FEUP.
- Silveira, A. P. (1993). *A Inflência das Acções Térmicas no Comportamento de Pontes de Betão Armado Pré-Esforçado*. Lisboa: Universidade Técnica Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Térreo, G. (Dezembro de 2006). *Directrizes para Relatório de Sustentabilidade*. São Paulo, Brasil: Global Reporting Initiative.

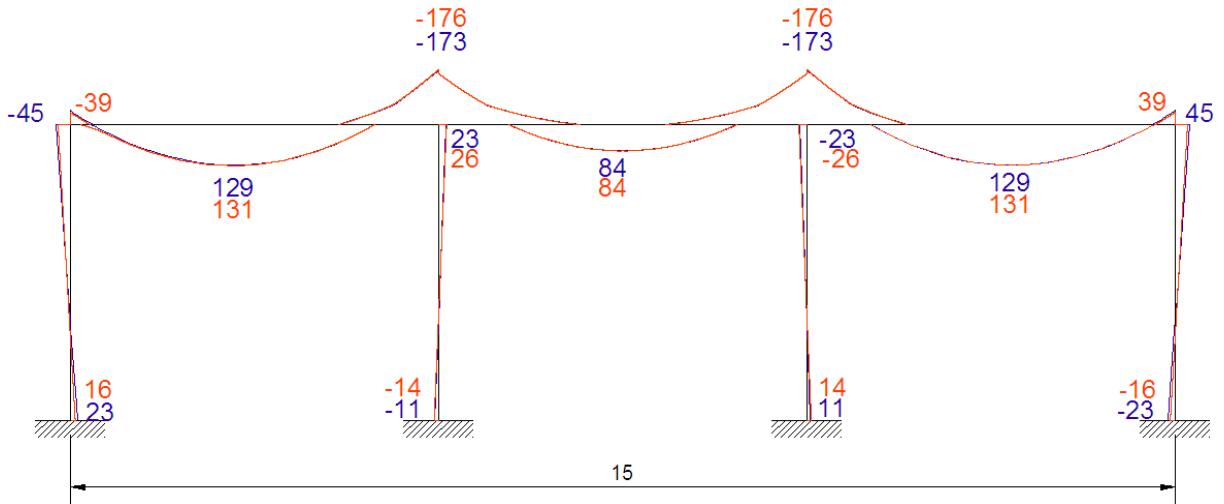
ANEXOS

Anexo A 1: Diagramas de envolvente de momentos.

Anexo A 2: Áreas de armaduras usadas.

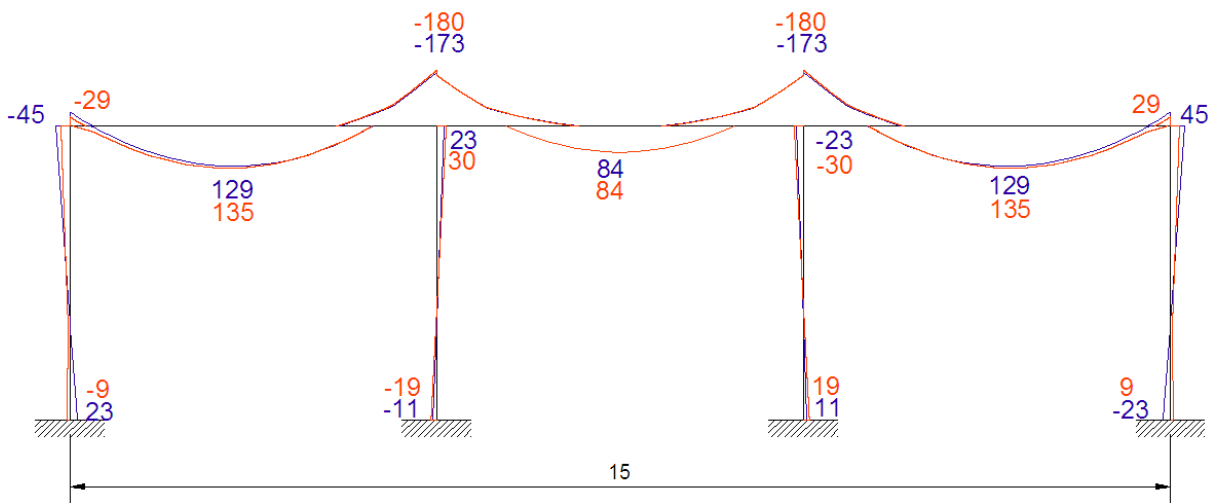


a) Situação de Verão.

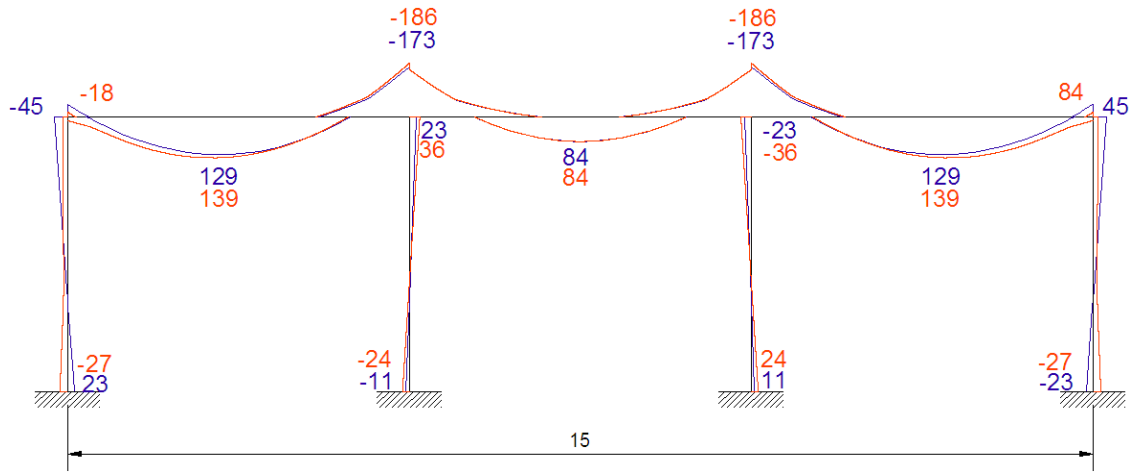


b) Situação de Inverno.

Figura A. 1 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (15 m de vão).

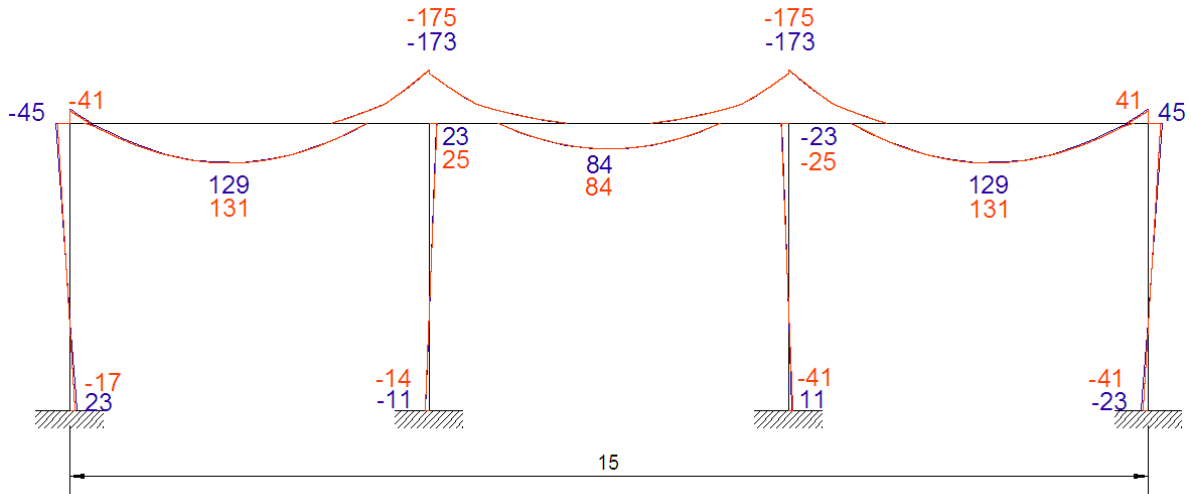


a) Situação de Verão.

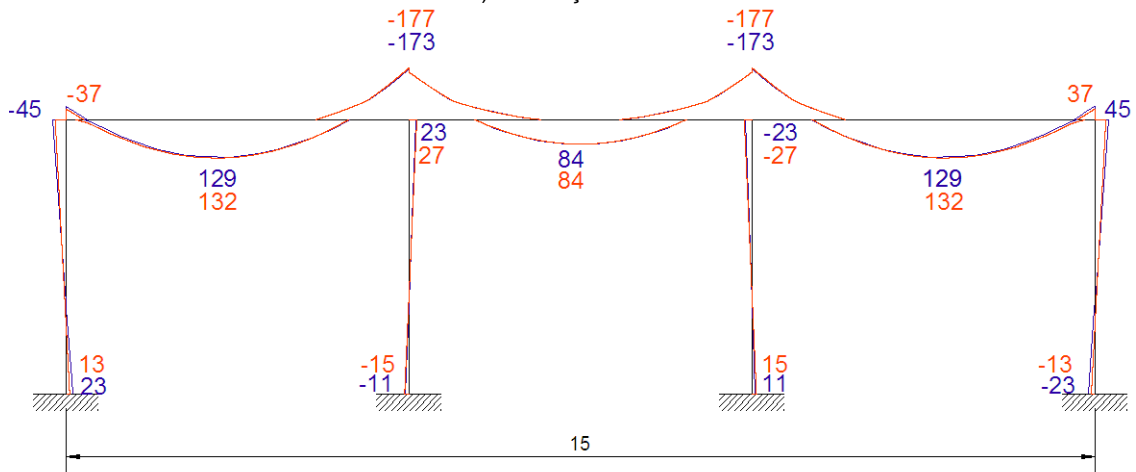


b) Situação de Inverno.

Figura A. 2 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura e retracção (15 m de vão).

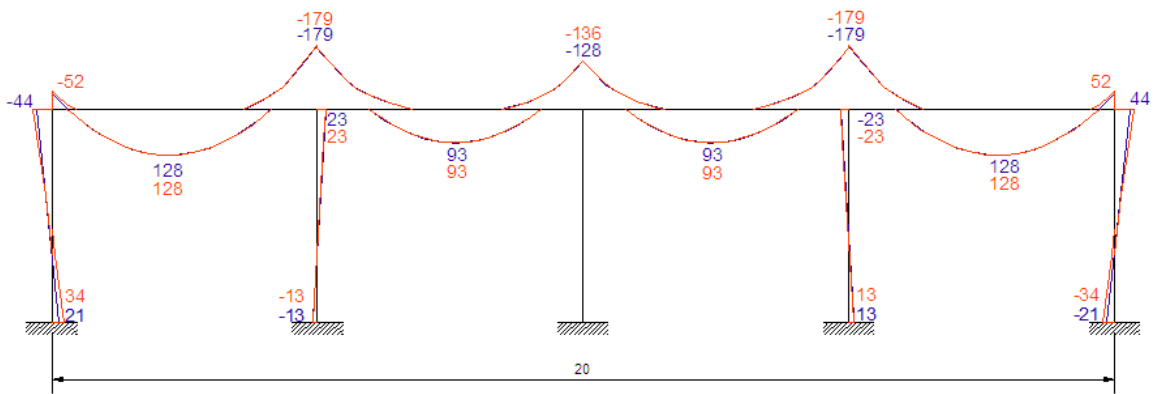


a) Situação de Verão.

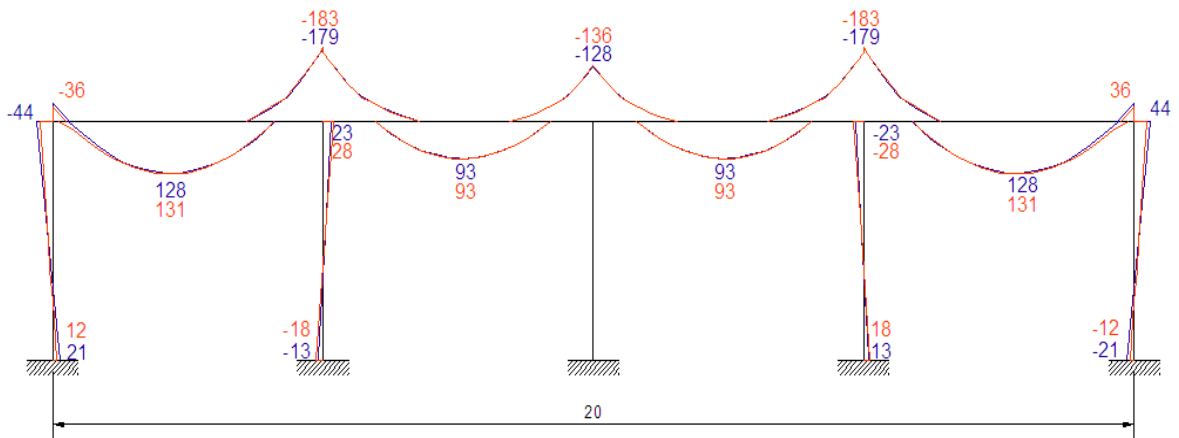


b) Situação de Inverno.

Figura A. 3 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura, retracção e fluência (15 m de vão).

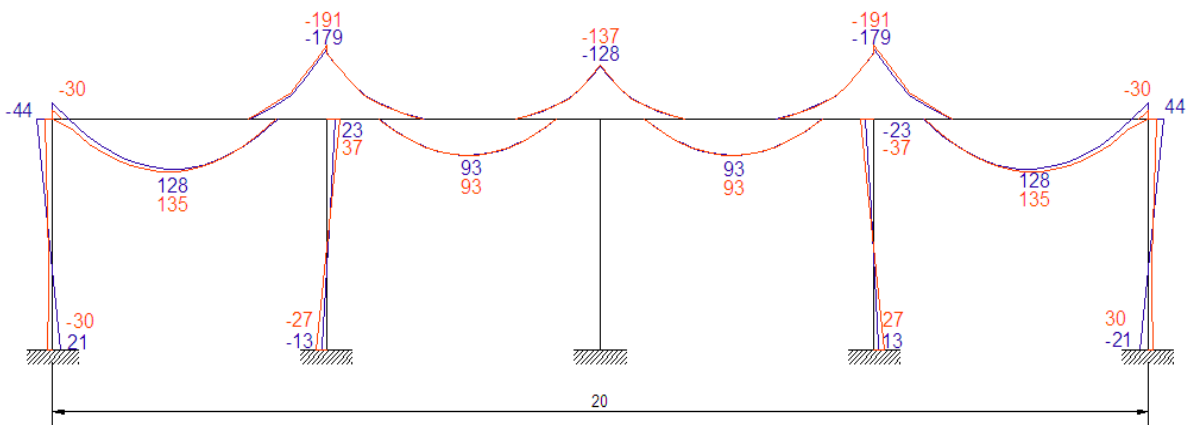


a) Situação de Verão.

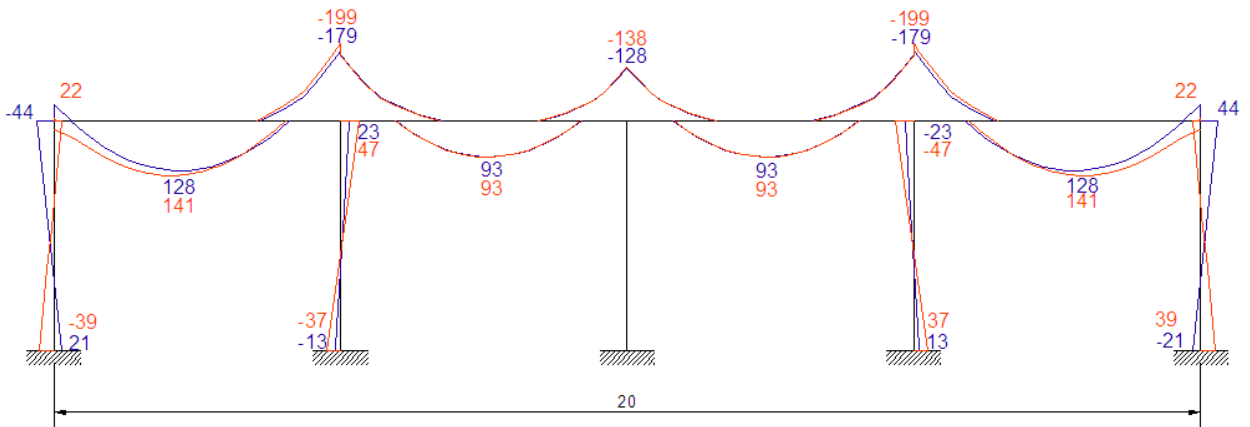


b) Situação de Inverno.

Figura A. 4 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (20 m de vão).

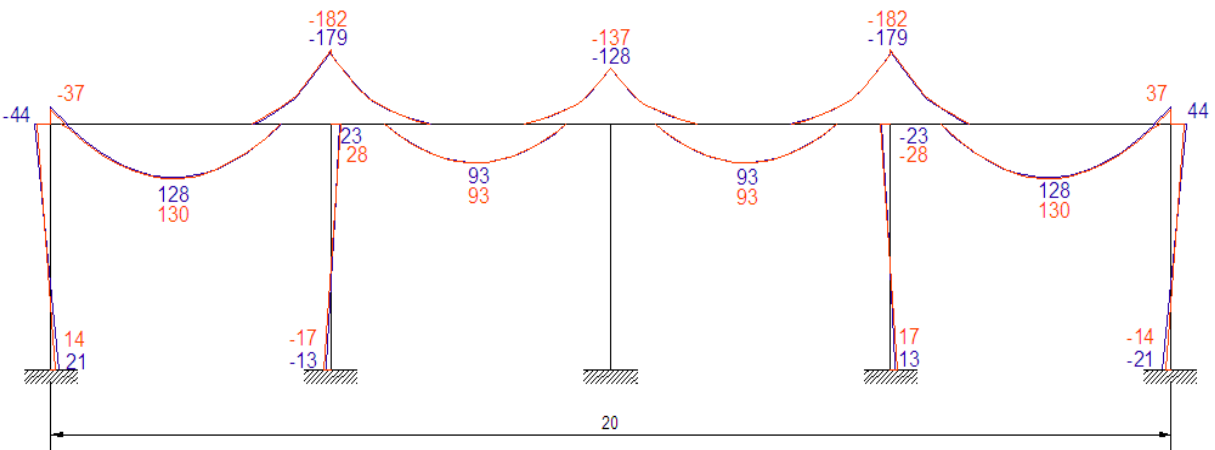


a) Situação de Verão.

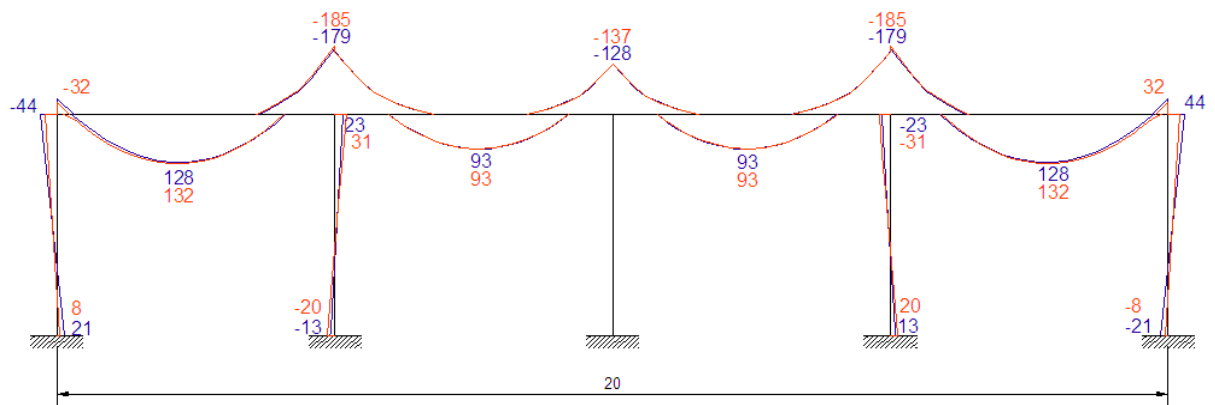


b) Situação de Inverno.

Figura A. 5 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura e retração (20 m de vão).

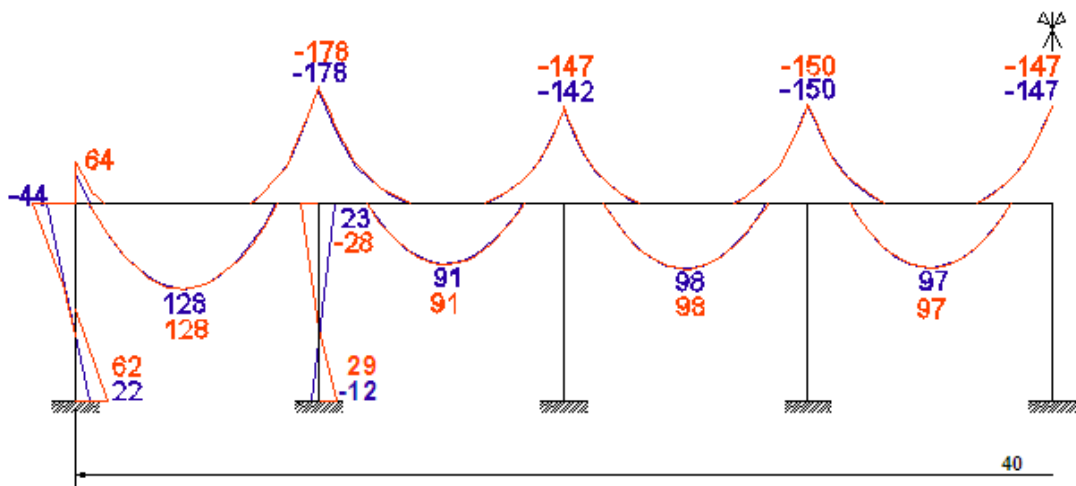


a) Situação de Verão.

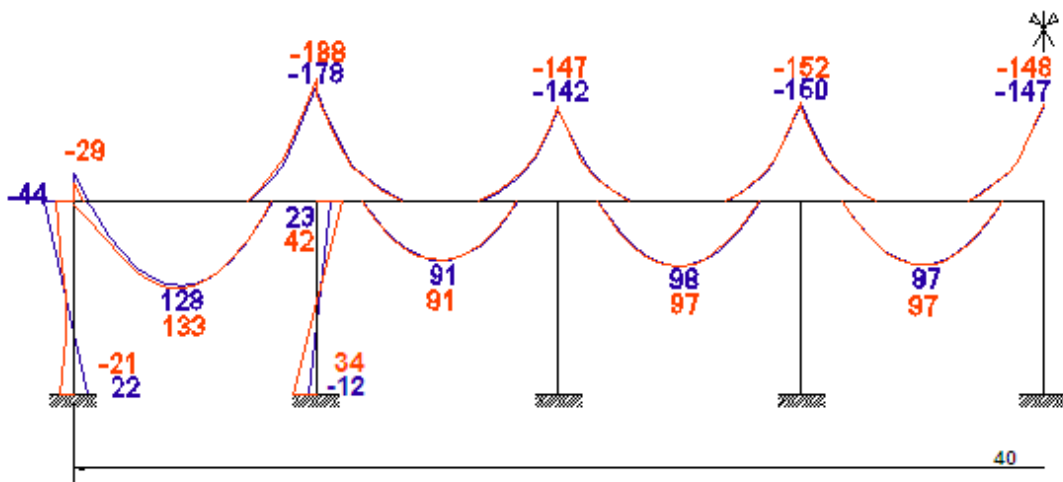


b) Situação de Inverno.

Figura A. 6 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura, retração e fluência (20 m de vão).

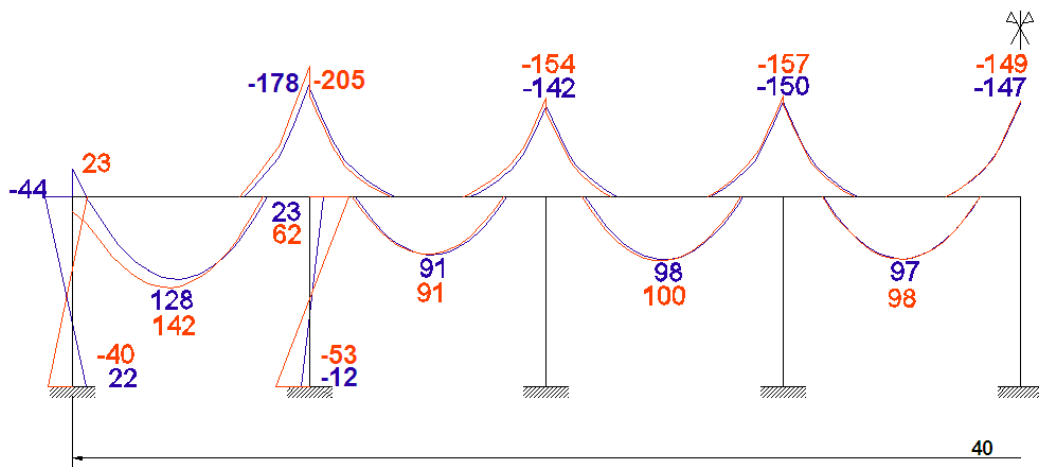


a) Situação de Verão.

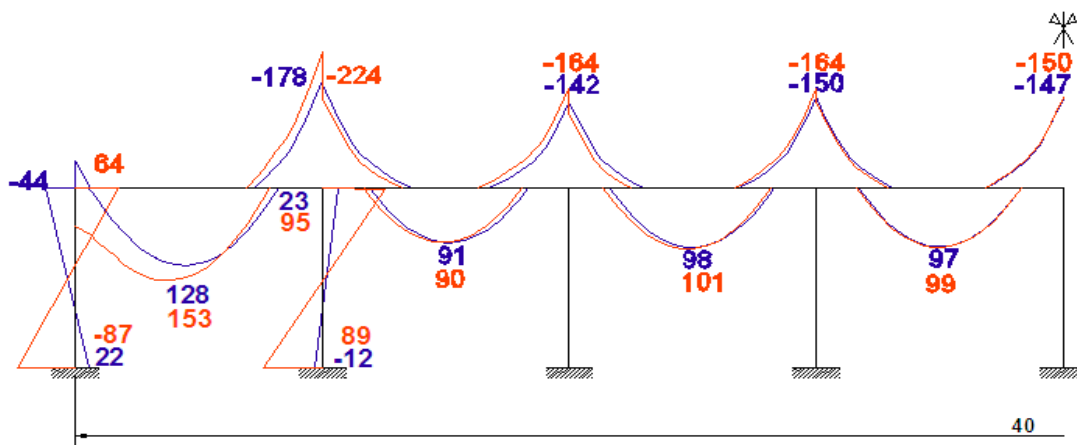


b) Situação de Inverno.

Figura A. 7 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (40 m de vão).

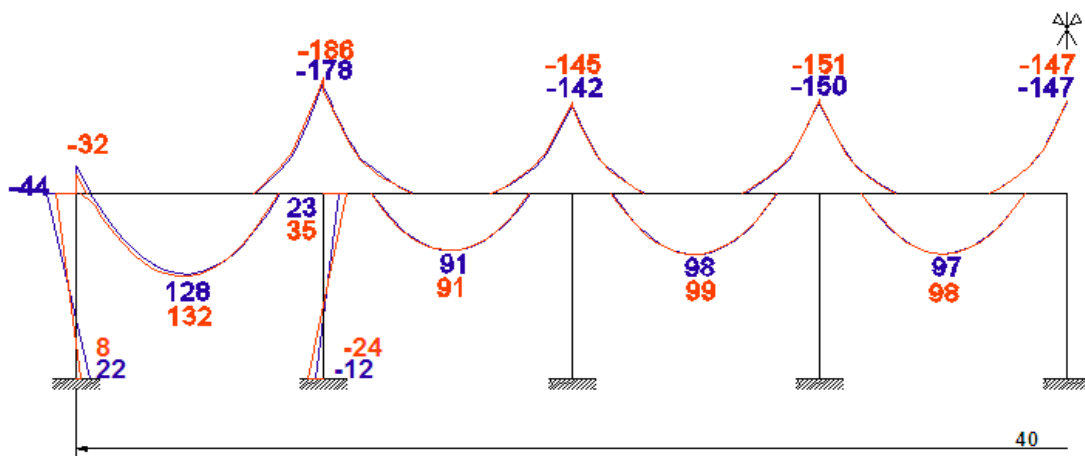


a) Situação de Verão.

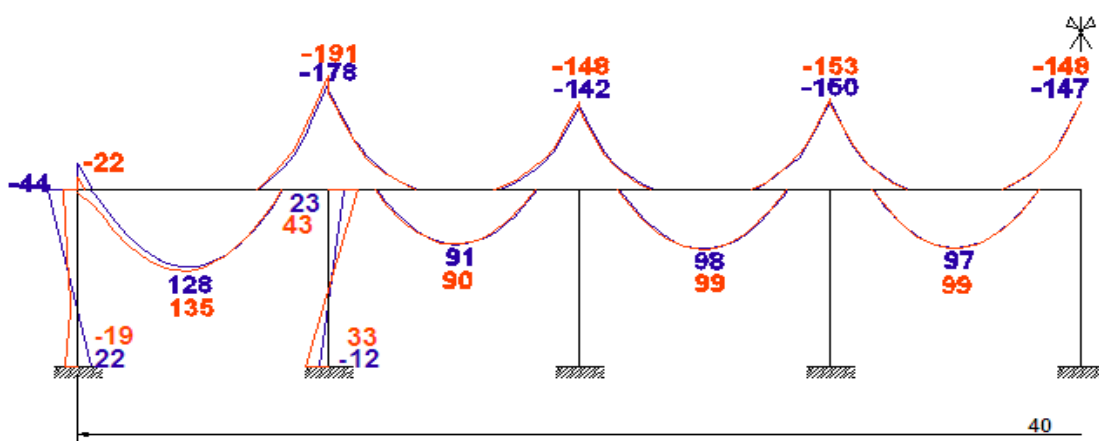


b) Situação de Inverno.

Figura A. 8 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura e retração (40 m de vão).

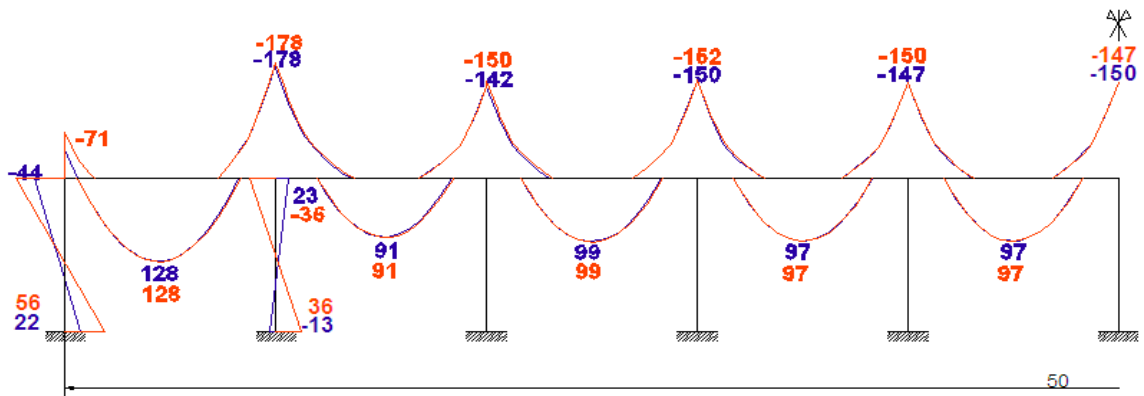


a) Situação de Verão.

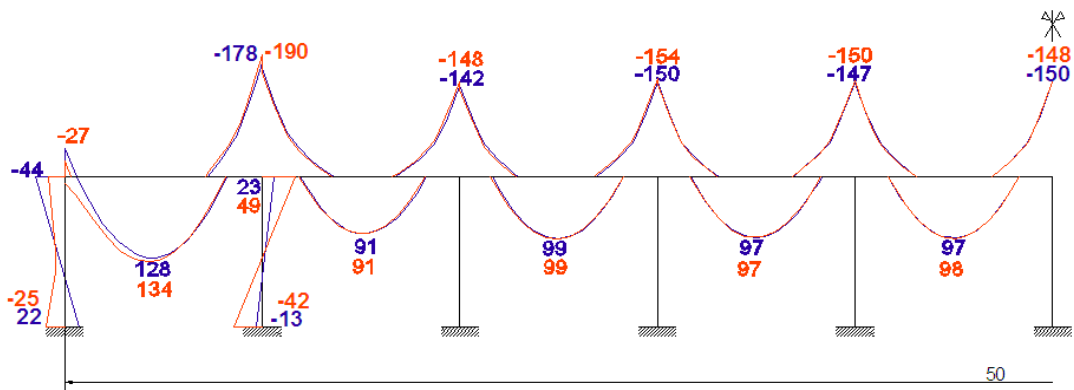


b) Situação de Inverno.

Figura A. 9 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura, retração e fluência (40 m de vão).

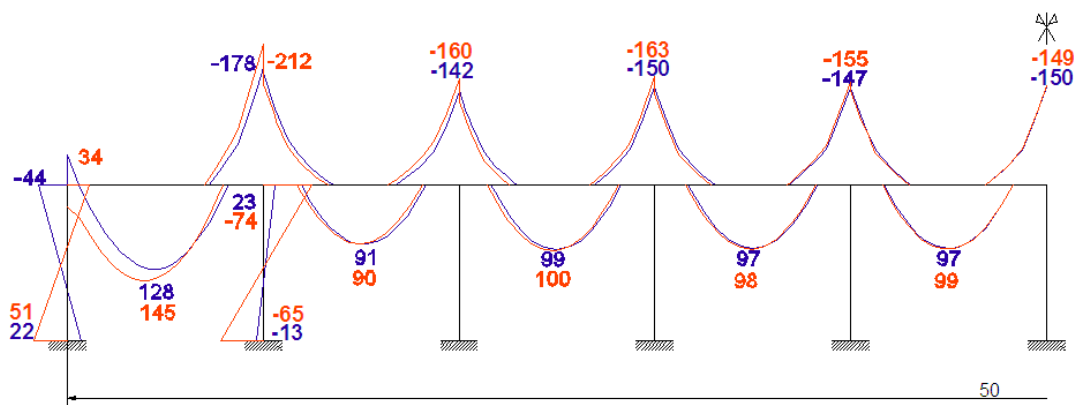


a) Situação de Verão.

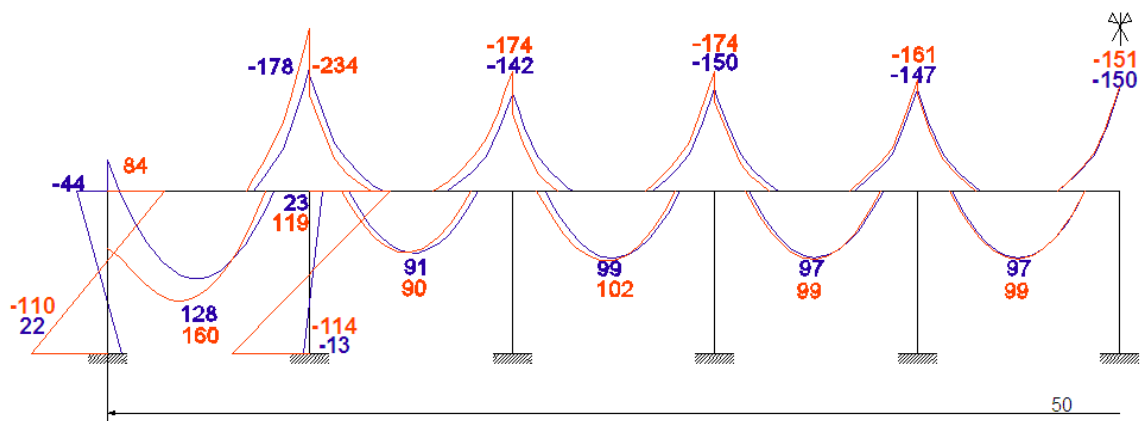


b) Situação de Inverno.

Figura A. 10 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (50 m de vão).

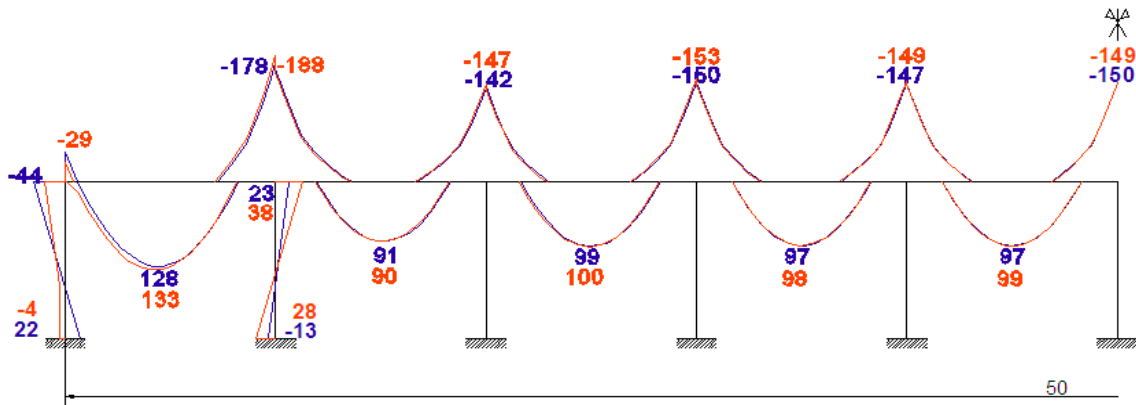


a) Situação de Verão.

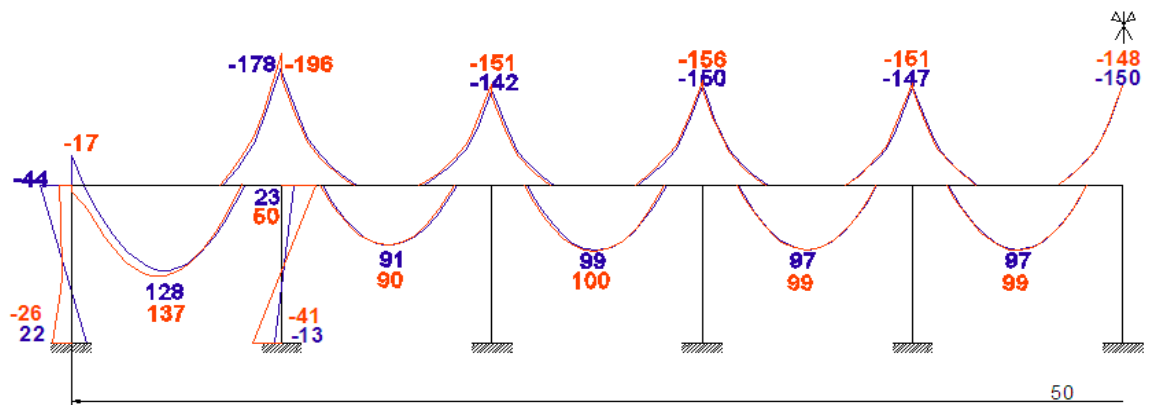


b) Situação de Inverno.

Figura A. 11 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura e retracção (50 m de vão).

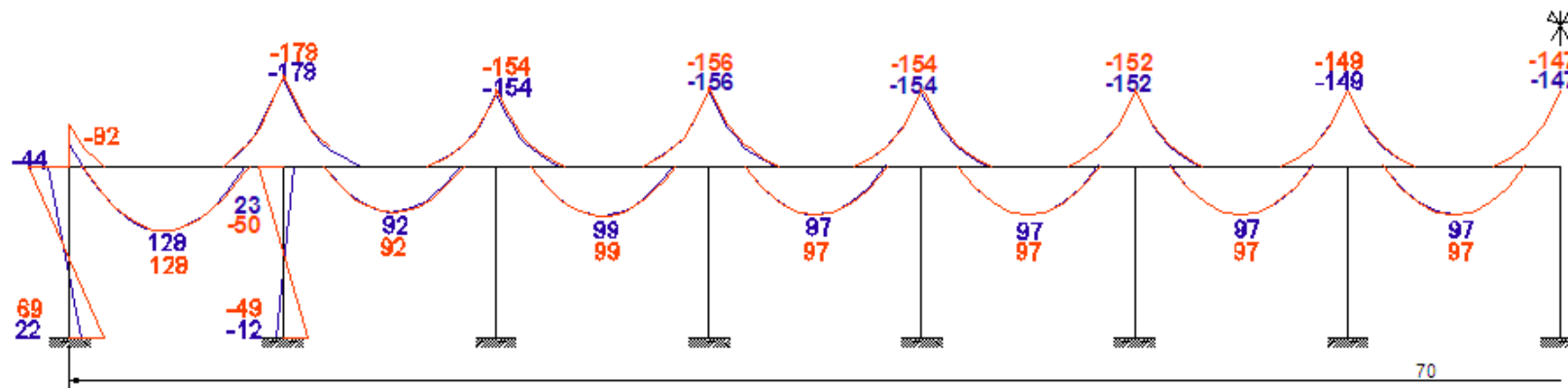


a) Situação de Verão.

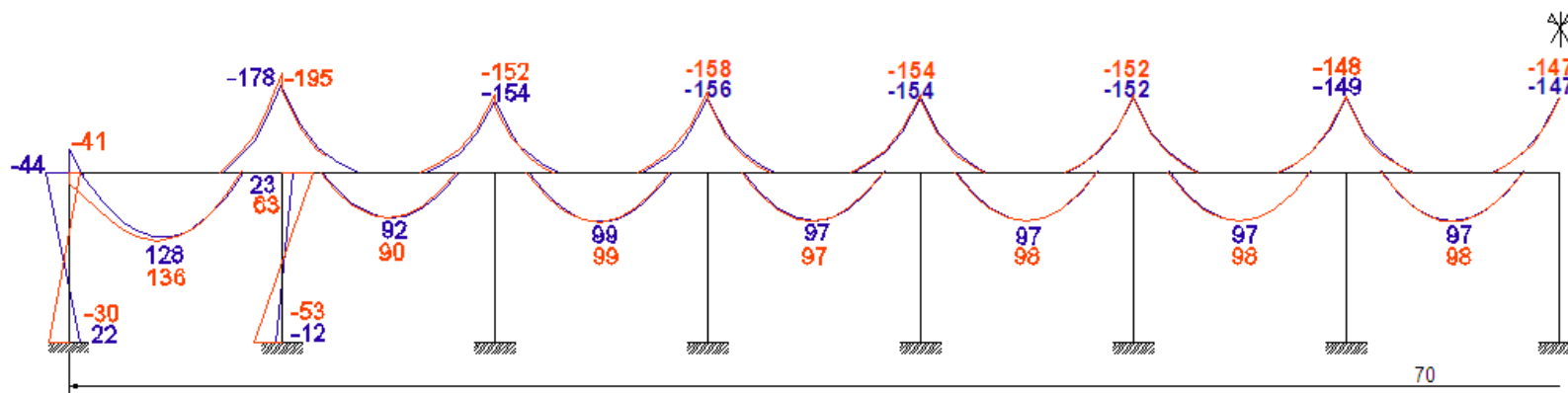


b) Situação de Inverno.

Figura A. 12 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura, retracção e fluência (50 m de vão).

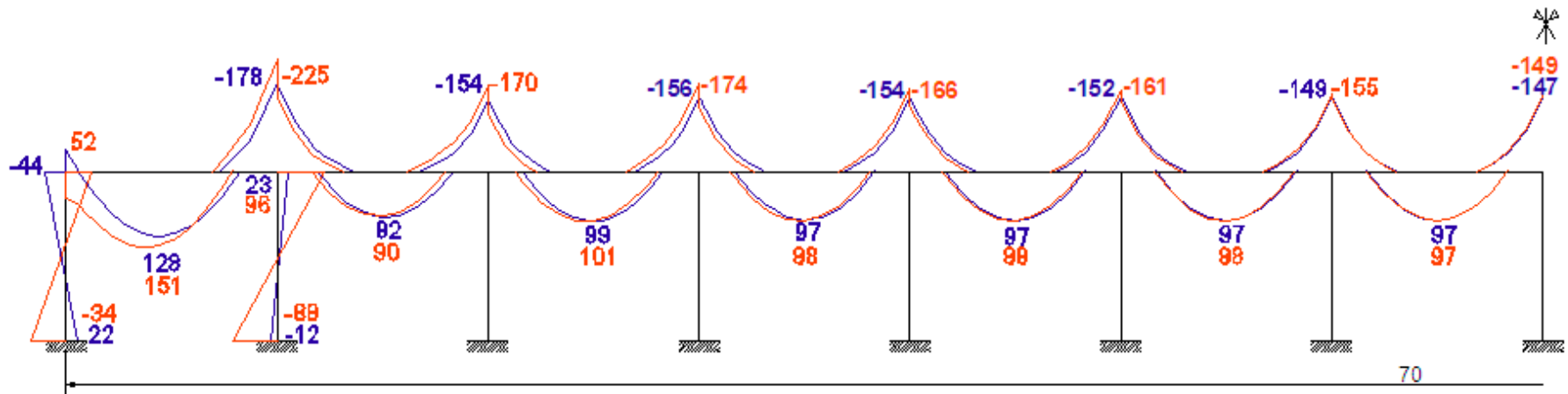


a) Situação de Verão.

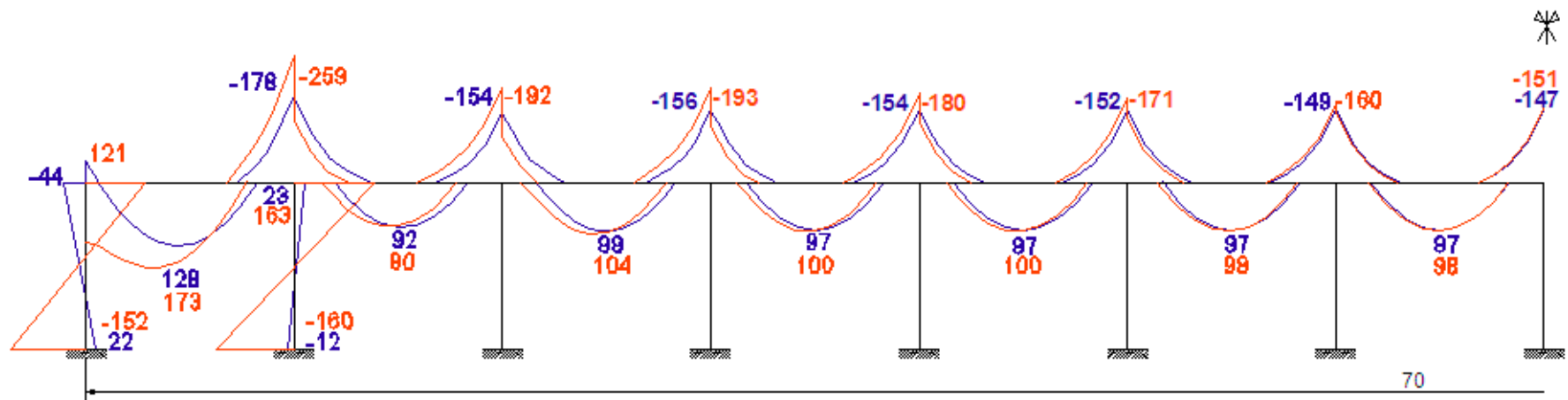


b) Situação de Inverno.

Figura A. 13 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior e variação de temperatura (70 m de vão).

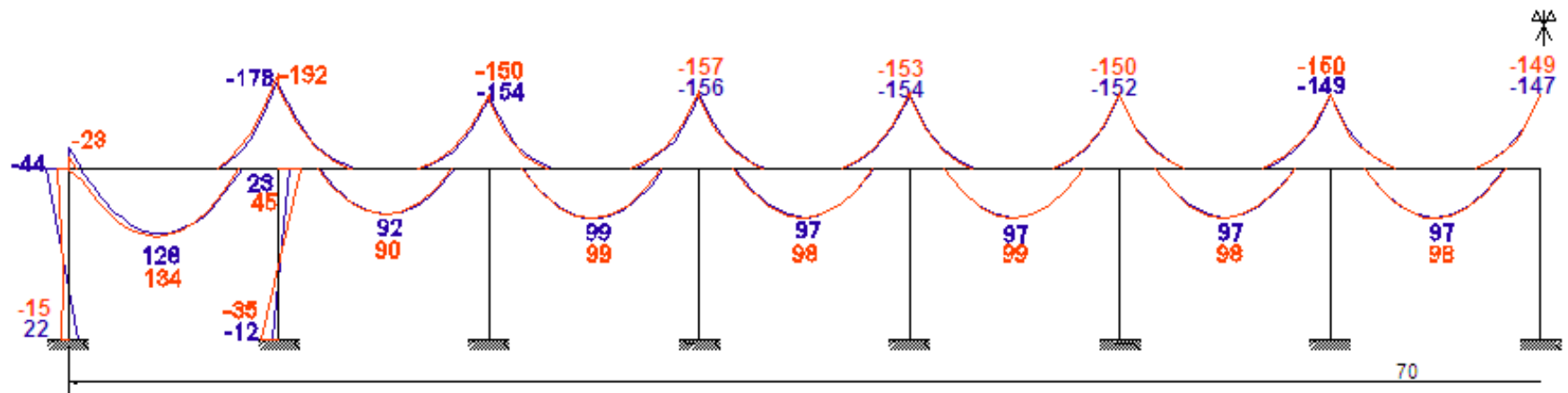


a) Situação de Verão.

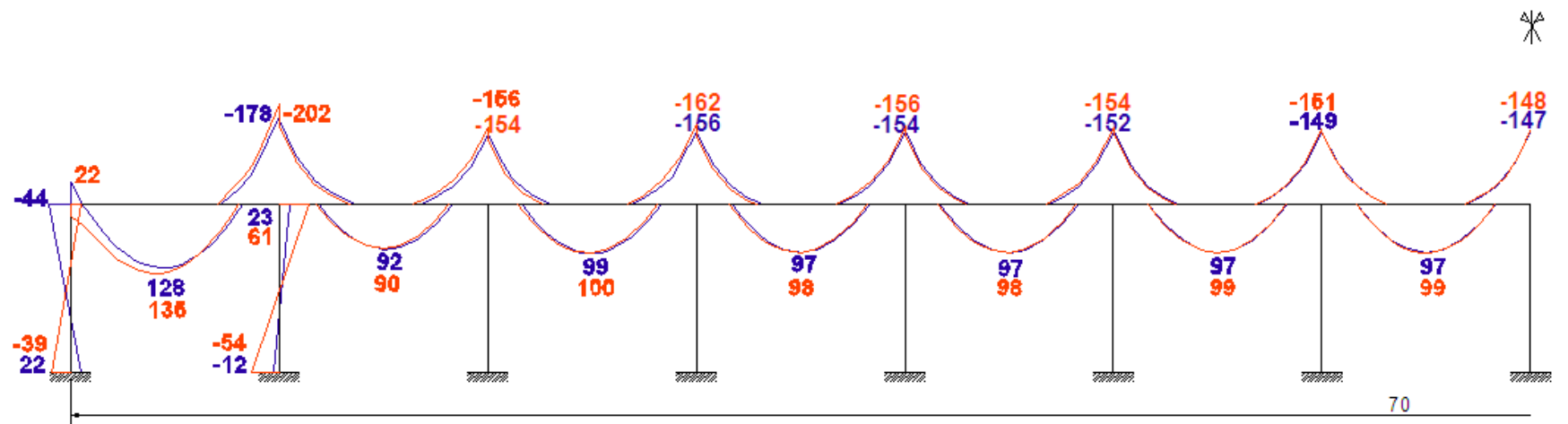


b) Situação de Inverno.

Figura A. 14 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura e retracção (70 m de vão).



a) Situação de Verão.



b) Situação de Inverno.

Figura A. 15 - Resultados para pórtico sujeito a carregamento exterior, variação de temperatura, retracção e fluência (70 m de vão).

Tabela A. 1 – Áreas de armaduras consideradas para o portico de 40 m.

40m	A	B		C		
		(cm ²)	Verão	Inverno	Verão	Inverno
Vigas	A _{s1} ⁻	2.25	3.35	1.52	1.52	3.35
	A _{s1} ⁺	7.13	7.13	7.44	8.01	8.72
	A _{s2} ⁻	10.39	10.39	11.07	12.26	13.62
	A _{s2} ⁺	4.89	4.89	4.89	4.89	4.83
	A _{s3} ⁻	8.01	8.34	8.34	8.79	9.45
	A _{s3} ⁺	5.36	5.36	5.36	5.42	5.48
	A _{s4} ⁻	8.53	8.53	8.66	8.99	9.45
	A _{s4} ⁺	5.24	5.24	5.24	5.30	5.36
	A _{s5} ⁻	8.34	8.34	8.40	8.47	8.53
	Pilares	A _{p1}	2.46	4.33	1.80	2.21
A _{p2}		1.80	1.80	1.80	2.83	5.98
A _{p3}		1.80	1.80	1.80	1.80	2.59
A _{p4}		1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
A _{p5}		1.80	1.80	1.80	1.80	1.80

Tabela A. 2 – Áreas de armaduras consideradas para o portico de 50 m.

50m	A	B		C		
		(cm ²)	Verão	Inverno	Verão	Inverno
Vigas	A _{s1} ⁻	2.25	3.74	1.52	1.72	4.48
	A _{s1} ⁺	7.13	7.13	7.51	8.21	9.18
	A _{s2} ⁻	10.39	10.39	11.21	12.75	14.35
	A _{s2} ⁺	4.89	4.89	4.89	4.83	4.83
	A _{s3} ⁻	8.01	8.53	8.40	9.18	10.12
	A _{s3} ⁺	5.36	5.36	5.36	5.42	5.54
	A _{s4} ⁻	8.53	8.66	8.79	9.38	10.12
	A _{s4} ⁺	5.24	5.24	5.24	5.30	5.36
	A _{s5} ⁻	8.34	8.53	8.53	8.86	9.25
	A _{s5} ⁺	5.24	5.24	5.30	5.36	5.36
	A _{s6} ⁻	8.53	8.34	8.40	8.47	8.59

Pilares	A _{p1}	2.46	4.99	1.80	3.29	9.07
	A _{p2}	1.80	1.80	1.80	3.98	8.27
	A _{p3}	1.80	1.80	1.80	1.82	4.79
	A _{p4}	1.80	1.80	1.80	1.80	2.74
	A _{p5}	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	A _{p6}	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80

Tabela A. 3 – Áreas de armaduras consideradas para o portico de 60 m.

60m	A (cm ²)	B		C		
		Verão	Inverno	Verão	Inverno	
Vigas	A _{s1} ⁻	2.25	4.02	1.31	2.20	5.60
	A _{s1} ⁺	7.13	7.13	7.57	8.40	9.65
	A _{s2} ⁻	10.39	10.39	11.42	13.18	15.39
	A _{s2} ⁺	4.89	4.89	4.89	4.83	4.83
	A _{s3} ⁻	8.01	8.66	8.53	9.51	10.73
	A _{s3} ⁺	5.36	5.36	5.36	5.48	5.60
	A _{s4} ⁻	8.53	8.79	8.92	9.78	10.80
	A _{s4} ⁺	5.24	5.24	5.24	5.30	5.36
	A _{s5} ⁻	8.34	8.66	8.66	9.25	9.91
	A _{s5} ⁺	5.24	5.24	5.30	5.36	5.42
	A _{s6} ⁻	8.34	8.47	8.53	8.86	9.25
	A _{s6} ⁺	5.24	5.24	5.30	5.30	5.36
	A _{s7} ⁻	8.34	8.34	8.34	8.47	8.59
	Pilares	A _{p1}	2.46	5.46	1.80	4.37
A _{p2}		1.80	1.80	2.27	5.03	10.37
A _{p3}		1.80	1.80	1.80	2.88	7.00
A _{p4}		1.80	1.80	1.80	2.08	4.94
A _{p5}		1.80	1.80	1.80	1.80	2.55
A _{p6}		1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
A _{p7}		1.80	1.80	1.80	1.80	1.80

