

**TCVN**

**TIÊU CHUẨN VIỆT NAM**

**TCVN .... : 202X**

Xuất bản lần 1

**BÊ TÔNG SIÊU TÍNH NĂNG (UHPC)**

**– YÊU CẦU THIẾT KẾ KẾT CẤU**

*Design of concrete structures: specific rules for UHPC*

**HÀ NỘI – 202X**



## Mục lục

<b>Lời nói đầu .....</b>	<b>8</b>
<b>1 Tổng quát .....</b>	<b>5</b>
1.1 Phạm vi áp dụng.....	5
1.2 Tiêu chuẩn viện dẫn .....	7
1.3 Các giả thiết.....	7
1.4 Phân biệt giữa nguyên tắc và quy định áp dụng .....	8
1.5 Các định nghĩa.....	8
1.6 Ký hiệu .....	8
<b>2 Cơ sở thiết kế.....</b>	<b>10</b>
2.1 Yêu cầu .....	10
2.2 Các nguyên lý cơ bản về thiết kế theo trạng thái giới hạn.....	10
2.3 Các biến cơ bản .....	11
2.4 Kiểm tra theo phương pháp hệ số riêng.....	12
2.5 Thiết kế có sự hỗ trợ bằng thí nghiệm .....	14
2.6 Các yêu cầu bổ sung đối với móng.....	14
2.7 Các yêu cầu đối với liên kết.....	14
<b>3 Vật liệu.....</b>	<b>14</b>
3.1 Bê tông siêu tính năng - UHPC.....	14
3.2 Cốt thép.....	27
3.3 Thép ứng suất trước.....	28
3.4 Các thiết bị ứng suất trước .....	30
<b>4 Độ bền lâu và lớp bảo vệ cốt thép.....</b>	<b>30</b>
4.1 Tổng quát .....	30
4.2 Các điều kiện môi trường .....	31
4.3 Yêu cầu về độ bền lâu .....	36
4.4 Các phương pháp Kiểm tra.....	36
<b>5 Phân tích kết cấu .....</b>	<b>41</b>

5.1	Tổng quát.....	41
5.2	Sai lệch về hình học.....	42
5.3	Lý tưởng hóa kết cấu.....	44
5.4	Phân tích đàn hồi tuyến tính.....	45
5.5	Phân tích đàn hồi tuyến tính có giới hạn phân bố lại nội lực.....	45
5.6	Phân tích dẻo.....	46
5.7	Phân tích phi tuyến.....	47
5.8	Phân tích hiệu ứng bậc hai với lực dọc trục.....	47
5.9	Tính không ổn định ngang của dầm mảnh.....	56
5.10	Các cấu kiện và kết cấu ứng suất trước.....	57
5.11	Phân tích cho một số cấu kiện kết cấu đặc biệt.....	59
<b>6</b>	<b>Các trạng thái giới hạn cực hạn.....</b>	<b>59</b>
6.1	Uốn với trường hợp có hoặc không có lực dọc trục.....	59
6.2	Cắt.....	63
6.3	Xoắn.....	75
6.4	Chọc thủng (punching).....	79
6.5	Thiết kế theo mô hình giàn ảo.....	79
6.6	Neo và nối chồng.....	80
6.7	Vùng chất tải cục bộ.....	80
6.8	Mỏi.....	80
<b>7</b>	<b>Trạng thái giới hạn sử dụng.....</b>	<b>84</b>
7.1	Tổng quát.....	84
7.2	Giới hạn ứng suất.....	84
7.3	Khống chế vết nứt.....	85
7.4	Kiểm soát độ võng.....	92
<b>8</b>	<b>Cấu tạo cốt thép và thanh căng ứng suất trước.....</b>	<b>93</b>
8.1	Tổng quát.....	93
8.2	Khoảng cách cốt thép.....	94

8.3	Đường kính trục cho phép đối với thép thanh uốn .....	94
8.4	Neo cốt thép dọc.....	95
8.5	Neo cốt thép liên kết và cốt thép chịu cắt.....	97
8.6	Neo bằng thanh thép hàn .....	97
8.7	Nối chồng và bộ ghép nối cơ khí.....	98
8.8	Những quy tắc bổ sung đối với thanh thép có đường kính lớn .....	99
8.9	Thép bó .....	99
8.10	Thanh căng ứng suất trước .....	100
<b>9</b>	<b>Cấu tạo cấu kiện và những quy định riêng .....</b>	<b>103</b>
9.1	Tổng quát .....	103
9.2	Dầm.....	104
9.3	Bản sàn đặc.....	106
9.4	Bản phẳng .....	107
9.5	Cột.....	108
9.6	Tường.....	108
9.7	Dầm cao .....	109
9.8	Móng .....	109
9.9	Các vùng có tính không liên tục về hình học hoặc tác động.....	110
9.10	Hệ giằng .....	110
<b>10</b>	<b>Những quy định bổ sung cho kết cấu và cấu kiện bê tông đúc sẵn .....</b>	<b>112</b>
<b>11</b>	<b>Kết cấu bê tông cốt liệu nhẹ .....</b>	<b>112</b>
<b>12</b>	<b>Kết cấu bê tông và bê tông ít cốt thép .....</b>	<b>112</b>
	<b>Phụ lục A .....</b>	<b>113</b>
	<b>(Tham khảo) .....</b>	<b>113</b>
	<b>Thay đổi các hệ số riêng cho vật liệu.....</b>	<b>113</b>
	<b>Phụ lục B .....</b>	<b>113</b>
	<b>(Tham khảo) .....</b>	<b>113</b>
	<b>Phụ lục C .....</b>	<b>113</b>

(Quy định).....	113
Các tính chất của cốt thép thích hợp khi sử dụng với tiêu chuẩn này .....	113
Phụ lục D .....	113
(Tham khảo).....	113
Phương pháp tính toán chi tiết đối với các Tổn hao ứng suất trước do chùng cốt thép.....	113
Phụ lục E.....	113
(Tham khảo).....	113
Cấp độ bền chỉ thị cho độ bền lâu .....	113
Phụ lục F.....	113
(Tham khảo).....	113
Các biểu thức cốt thép chịu kéo cho điều kiện ứng suất trong mặt phẳng.....	113
Phụ lục G .....	114
(Tham khảo).....	114
Sự tương tác của kết cấu và nền.....	114
Phụ lục H .....	114
(Tham khảo).....	114
Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong kết cấu .....	114
Phụ lục I.....	114
(Tham khảo).....	114
Phân tích bản sàn phẳng và tường chịu cắt .....	114
Phụ lục J.....	115
(Tham khảo).....	115
Những quy định chi tiết cho các trường hợp đặc biệt.....	115
Phụ lục KK.....	122
Phụ lục LL.....	122
Phụ lục MM .....	122
Phụ lục NN.....	122
Phụ lục OO .....	122

<b>Phụ lục PP</b> .....	<b>122</b>
<b>Phụ lục Q</b> .....	<b>123</b>
<b>Phụ lục R</b> .....	<b>124</b>
<b>Phụ lục S</b> .....	<b>125</b>
<b>Phụ lục T</b> .....	<b>133</b>
<b>Phụ lục U</b> .....	<b>137</b>
<b>Phụ lục V</b> .....	<b>139</b>

**Lời nói đầu**

**TCVN P18-710 : 202X** Bê tông siêu tính năng (UHPC) – Yêu cầu thiết kế kết cấu do Hội bê tông Việt Nam biên soạn trên cơ sở chấp nhận tiêu chuẩn NF P18-710 : 2016 của Pháp, Bộ Xây dựng đề nghị, Tổng cục đo lường tiêu chuẩn thẩm định, Bộ KH-CN công bố theo quyết định số .... ngày ... tháng... năm 20...



## Lời giới thiệu

Tiêu chuẩn TCVN P18-710 : 202X "Bê tông siêu tính năng (UHPC) – Yêu cầu thiết kế kết cấu" là phần bổ sung của TCVN EN 1992 : 202X, được biên soạn để chuẩn hóa việc sử dụng bê tông siêu tính năng (được gọi là UHPC trong phần còn lại của tiêu chuẩn) trong thiết kế kết cấu của công trình nhà và công trình hạ tầng kỹ thuật.

Tiêu chuẩn này sẽ được sử dụng cùng với hai tiêu chuẩn khác về vật liệu UHPC là:

- Tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X " Bê tông siêu tính năng (UHPC) - Yêu kỹ thuật và Phương pháp thử"
- Tiêu chuẩn TCVN P 18-451 : 202X " Bê tông siêu tính năng (UHPC) – Thi công và Nghiệm thu"

Tiêu chuẩn này được sử dụng nhằm mục đích thiết kế các kết cấu UHPC (công trình nhà và công trình hạ tầng kỹ thuật). Do đó, tiêu chuẩn này đưa ra các yêu cầu về khả năng chịu lực, khả năng sử dụng, độ bền lâu và khả năng chống cháy cho những kết cấu này. Các đặc điểm của UHPC được đề cập trong tiêu chuẩn này được trình bày trong "Phạm vi" như trong phần dưới đây.

Tiêu chuẩn này được soạn thảo bằng cách chấp nhận áp dụng TCVN EN 1992 cho trường hợp kết cấu UHPC. Bố cục của tiêu chuẩn này giống bố cục của TCVN EN 1992-1-1:202X và khi không có sự khác biệt giữa UHPC với bê tông được đề cập trong TCVN EN 1992-1-1 thì từ "không thay đổi" được sử dụng<sup>1</sup>. Liên quan đến các điều khoản cụ thể đối với UHPC, những nội dung này chủ yếu dựa trên "Phương pháp thiết kế kết cấu" của tài liệu hướng dẫn về UHPC của Hiệp hội Kỹ thuật Xây dựng Pháp (AFGC). So với bê tông được đề cập trong TCVN EN 1992-1-1 : 202X (bê tông C12/15 đến C90/105), các tính năng phân biệt chính của UHPC là cường độ nén chịu cao hơn nhiều và cường độ chịu kéo thực tế của vật liệu có thể được tính đến, bao gồm ứng xử sau nứt, thay đổi việc sử dụng cốt thép truyền thống hoặc thép dự ứng lực. Điều này liên quan đến việc xác định mới các khái niệm, chẳng hạn như hệ số riêng cho cường độ chịu kéo của UHPC  $\gamma_{cf}$ , bao gồm việc phân phối và định hướng của sợi thông qua một hệ số định hướng K và kiểm tra không giòn mới. UHPC cũng có tính năng cao hơn bê tông được đề cập bởi TCVN EN 1992 : 202X liên quan đến độ bền lâu được biểu thị đặc biệt trong tiêu chuẩn này bằng cách sửa đổi các công thức để tính toán lớp bê tông bảo vệ.

Một số tiêu chuẩn viện dẫn là tiêu chuẩn Pháp được thay bằng mã số tạm thời của các tiêu chuẩn Việt Nam theo định hướng mới tương đương dự kiến được ban hành. Khi nào các tiêu chuẩn đó có mã số chính thức thì sẽ thay các mã số chính thức vào tiêu chuẩn này.

---

<sup>1</sup> Khi xuất hiện từ "không thay đổi", người đọc cần hiểu là từ "bê tông" trong TCVN EN 1992 được tham chiếu sang UHPC



## Bê tông siêu tính năng (UHPC) - Yêu cầu thiết kế kết cấu

*Design of concrete structures: specific rules for UHPC*

### 1 Tổng quát

#### 1.1 Phạm vi áp dụng

(1) Tiêu chuẩn này áp dụng cho việc thiết kế kết cấu nhà và công trình xây dựng bằng bê tông siêu tính năng UHPC không cốt thép, UHPC có cốt thép, hoặc UHPC ứng suất trước. Tiêu chuẩn này tuân thủ những nguyên tắc và yêu cầu về an toàn và khả năng sử dụng của công trình và các cơ sở thiết kế cũng như kiểm tra dữ liệu trong TCVN EN 1990: 202X Cơ sở thiết kế kết cấu. Nếu kết cấu bao gồm những bộ phận được sản xuất bằng UHPC còn các bộ phận còn lại làm bằng những vật liệu khác (chẳng hạn như thép, gỗ, bê tông thông thường, kết cấu liên hợp...) thì cần viện dẫn đến tiêu chuẩn này để có cơ sở xử lý phù hợp cho các bộ phận làm bằng UHPC.

CHÚ THÍCH: Nhà công nghiệp và nhà kho cùng với các bộ phận phi tiêu chuẩn của các loại nhà khác có thể cần đến các yêu cầu riêng.

Tiêu chuẩn này chỉ đề cập đến Các yêu cầu liên quan tới cường độ, điều kiện sử dụng, độ bền lâu và khả năng chịu lửa của kết cấu làm bằng UHPC. Những yêu cầu khác, chẳng hạn như yêu cầu liên quan tới cách nhiệt và cách âm, không được đề cập đến.

Tiêu chuẩn này được biên soạn để sử dụng cùng với những tiêu chuẩn sau đây:

*TCVN EN 1992:202X “Thiết kế kết cấu bê tông”*

*TCVN EN 1992-1-1:202X “Thiết kế kết cấu bê tông – Phần 1 - Quy định chung và quy định cho công trình nhà”;*

*TCVN EN 1992-1-1 : 202X/NA “Phụ lục quốc gia cho TCVN EN 1992-1-1 : 202X”;*

*TCVN EN 1992-1-2:202X “Thiết kế kết cấu chịu lửa”;*

*TCVN EN 1992-1-2 : 202X/NA “Phụ lục quốc gia cho TCVN EN 1992-1-2 : 202X”;*

*TCVN EN 1992-2 : 202X “Cầu bê tông – Nguyên tắc thiết kế và cấu tạo”;*

*TCVN EN 1992-2 : 202X/NA “Phụ lục quốc gia cho TCVN EN 1992-2 : 202X”;*

*TCVN EN 1992-3:202X “Kết cấu chứa chất lỏng và vật liệu rời”;*

*TCVN EN 1992-3 : 202X/NA “Phụ lục quốc gia cho TCVN EN 1992-3 : 202X”;*

*TCVN EN 1990:202X “Cơ sở thiết kế kết cấu”*

*TCVN EN 1990/NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1990”;*

## **TCVN .... : 20XX**

### *TCVN EN 1991:202X “Các tác động lên kết cấu công trình”*

TCVN EN 1991-1-1 “Tác động chung – các tỷ trọng, trọng lượng bản thân, và hoạt tải đối với nhà”;

TCVN EN 1991-1-1/NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-1-1”;

TCVN EN 1991-1-2 “Tác động chung – tác động lên kết cấu tiếp xúc với lửa”;

TCVN EN 1991-1-2/NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-1-2”;

TCVN EN 1991-1-4 “Tác động chung – Tải trọng Gió”;

TCVN EN 1991-1-4/NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-1-4”;

TCVN EN 1991-1-5 “Tác động chung – Tác động Nhiệt”;

TCVN EN 1991/NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-1-5”;

TCVN EN 1991-1-6 “Tác động chung – Tác động trong quá trình thi công”;

TCVN EN 1991-1-6 /NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-1-6”;

TCVN EN 1991-1-7 “Những sự cố chính – Tác động mang tính sự cố”;

TCVN EN 1991-1-7 /NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-1-7”;

EN 1991-2 “Tải trọng giao thông trên cầu”;

EN 1991-2 /NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-2”;

TCVN EN 1991-3 “Tác động sinh ra bởi cần cầu và máy móc”;

TCVN EN 1991-3 /NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-3”;

TCVN EN 1991-4 “Silo và bể chứa”;

TCVN EN 1991-4 /NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1991-4”;

### *TCVN EN 1997:202X “Thiết kế địa kỹ thuật” và các tiêu chuẩn áp dụng quốc gia của nó*

TCVN EN 1997-1 “Những nguyên tắc chung”;

TCVN EN 1997-1/NA “Phụ lục quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1997-1”;

NF P94-261 “Các tiêu chuẩn áp dụng quốc gia cho Eurocode 7 – Móng nông”;

NF P94-262 “Các tiêu chuẩn áp dụng quốc gia cho Eurocode 7 – Móng sâu”;

NF P94-281 “Thiết kế tường trọng lực”;

### *Các tiêu chuẩn UHPC (bê tông siêu tính năng)*

TCVN P18-470 :202X “Bê tông siêu tính năng (UHPC)- Yêu cầu kỹ thuật và Phương pháp thử”;

TCVN P18-451 :202X “Bê tông siêu tính năng (UHPC) – Thi công và nghiệm thu”.

Bê tông siêu tính năng UHPC được nói đến trong tiêu chuẩn này là loại UHPC-S trong TCVN P18-470 : 202X.

CHÚ THÍCH: Vì thế các loại UHPC biểu thị các tính chất cơ học sau đây:

- Đây là loại M UHPCs, có nghĩa là, cốt sợi mang lại ứng xử cao hơn sau giai đoạn đàn hồi (a strain-hardening behaviour) khi chịu uốn là sợi thép;
- Cường độ chịu nén đặc trưng  $f_{ck}$  nằm trong khoảng từ 150 MPa đến 250 MPa;
- Cường độ chịu kéo đặc trưng  $f_{ctk,el}$  lớn hơn 6,0 MPa;
- Có sự ứng xử dẻo phù hợp (sufficiently ductile behaviour) khi chịu kéo để chúng thỏa mãn được bất đẳng thức sau đây:

$$\frac{1}{w_{0,3}} \int_0^{w_{0,3}} \frac{\sigma(w)}{1,25} dw \geq \max(0,4f_{ctm,el}; 3MPa)$$

Trong đó:

$w_{0,3} = 0,3$  mm;

$f_{ctm,el}$  là giới hạn đàn hồi trung bình khi chịu kéo;

$\sigma(w)$  là ứng suất đặc trưng sau khi nứt, là một hàm số của chiều rộng vết nứt  $w$ .

- Trọng lượng riêng nên nằm trong khoảng từ 2300 kg/m<sup>3</sup> đến 2800 kg/m<sup>3</sup>.

## 1.2 Tiêu chuẩn viện dẫn

(1)P Các tiêu chuẩn viện dẫn sau đây rất cần thiết cho việc áp dụng tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản được nêu.

Các tiêu chuẩn sau đây chứa các quy định, khi được viện dẫn trong tiêu chuẩn này, tạo thành quy định trong tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu tham khảo có ghi năm công bố, các sửa đổi hoặc điều chỉnh về sau của các tài liệu đó sẽ không áp dụng cho tiêu chuẩn này. Các bên làm việc trên các hợp đồng dựa trên tiêu chuẩn này được khuyến khích tìm kiếm khả năng áp dụng các phiên bản gần đây nhất của các tài liệu tiêu chuẩn được đưa ra dưới đây. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất.

(2) Các tiêu chuẩn viện dẫn

TCVN P18-470 :202X “Bê tông siêu tính năng (UHPC)- Yêu cầu kỹ thuật và Phương pháp thử”;

TCVN P18-451 :202X “Bê tông siêu tính năng (UHPC) – Thi công và nghiệm thu”.

## 1.3 Các giả thiết

(1)P Bên cạnh các giả thiết chung từ TCVN EN 1990 : 202X, các giả thiết sau đây áp dụng:

- Các kết cấu được thiết kế và tính toán bởi các cá nhân có trình độ và kinh nghiệm cần thiết.

## TCVN .... : 20XX

- Kiểm soát chất lượng và giám sát đầy đủ được yêu cầu trong các nhà máy, xưởng và tại công trường.
- Việc xây dựng được thực hiện bởi nhân lực có các kỹ năng và kinh nghiệm cần thiết.
- Các vật liệu xây dựng và các sản phẩm được sử dụng theo cách quy định trong tiêu chuẩn này hoặc theo các thông số kỹ thuật cụ thể cho các vật liệu hoặc sản phẩm được sử dụng. Đặc biệt, UHPC là UHPC loại S tuân thủ TCVN P 18-470.
- Kết cấu phải được bảo trì đầy đủ.
- Việc sử dụng kết cấu phải tuân thủ thông số kỹ thuật thiết kế.
- Các yêu cầu thi công và đổ bê tông được đưa ra trong TCVN P18-451 tiêu chuẩn phải được tuân thủ.

### 1.4 Phân biệt giữa nguyên tắc và quy định áp dụng

(1)P Áp dụng các quy định nêu trong TCVN EN 1990 : 202X .

### 1.5 Định nghĩa

#### UHPC

Các loại UHPC (Bê tông siêu tính năng) được đề cập tới trong tiêu chuẩn này được coi là loại UHPC-S trong tiêu chuẩn Việt Nam **TCVN P18-470 : 202x**. Chúng là những loại bê tông có cường độ chịu nén cao, cường độ chịu kéo sau khi nứt cao, đem lại cho bê tông một sự làm việc dẻo khi chịu kéo, mà việc giảm độ giòn làm cho loại bê tông này có thể được sử dụng để thiết kế và sản xuất ra được kết cấu hoặc bộ phận kết cấu không cần dùng tới cốt thép. Tuy nhiên, để thi công những kết cấu nhất định, UHPC có thể chứa cốt thép (lúc đó, kết cấu được gọi là UHPC có cốt thép) hoặc có thanh căng ứng suất trước (lúc đó kết cấu được gọi là UHPC ứng suất trước).

#### Các cấu kiện mảnh/dày

Một cấu kiện mảnh (a thin member) là cấu kiện mà ở đó độ dày  $e$  đáp ứng yêu cầu  $e \leq 3 L_f$  trong đó  $L_f$  là độ dài của những sợi dài nhất đóng góp vào tính “không giòn” (non-brittleness) của bê tông. Các cấu kiện khác được coi là cấu kiện dày (thick members).

### 1.6 Ký hiệu

Những ký hiệu sau đây được sử dụng trong tiêu chuẩn này. Ký hiệu nào mà không cụ thể cho UHPCs từ các tiêu chuẩn thiết kế khác thì nói chung được loại ra khỏi danh sách sau đây:

$e$ : chiều dày của cấu kiện cấu kiện;

$c_{min}$ : chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu;

$c_{min,p}$ : chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu do điều kiện đổ bê tông của UHPC;

$e_h$ : khoảng cách thông thủy theo phương ngang giữa các thanh cốt thép;

$e_v$ : khoảng cách thông thủy theo phương đứng giữa các thanh cốt thép;

$f_c$ : cường độ chịu nén;

$f_{ck}$  : cường độ chịu nén đặc trưng;

$f_{cm}$  : cường độ chịu nén trung bình;

$f_{cd}$  : cường độ chịu nén thiết kế;

$f_{ct,el}$  : giới hạn đàn hồi khi chịu kéo;

$f_{ctk,el}$  : giới hạn đàn hồi đặc trưng khi chịu kéo;

$f_{ctm,el}$  : giới hạn đàn hồi trung bình khi chịu kéo;

$f_{ctf}$  : cường độ chịu kéo sau khi nứt;

$f_{ctfk}$  : cường độ chịu kéo đặc trưng sau khi nứt;

$f_{ctfm}$  : giá trị trung bình của cường độ chịu kéo sau khi nứt;

$f_{ctf,1\%}$  : cường độ chịu kéo sau khi nứt tương ứng với một bề rộng vết nứt bằng 0.01H trong đó H là chiều cao của mẫu lăng trụ được thử nghiệm;

$f_{ctf,1\%,k}$  : cường độ chịu kéo đặc trưng sau khi nứt tương ứng với bề rộng vết nứt bằng 0.01H trong đó H là chiều cao của mẫu lăng trụ được thử nghiệm;

$f_{ctf,1\%,m}$  : cường độ chịu kéo trung bình sau khi nứt tương ứng với bề rộng vết nứt bằng 0.01H trong đó H là chiều cao của mẫu lăng trụ được thử nghiệm;

$f_{ct,fl}$  : giới hạn đàn hồi được tính toán trực tiếp từ thử nghiệm uốn 4 điểm;

$h_{fs}$  : chiều cao của phần thuộc về một tiết diện/mặt cắt chữ T khi chịu cắt (operating in a shear mode);

$L_c$  : chiều dài đặc trưng, mà chiều dài này liên hệ/liên kết chiều rộng vết nứt với một biến dạng tương đương;

$L_f$  : chiều dài của những sợi thép dài nhất đóng góp vào việc bảo đảm tính không giòn (non-brittleness) của bê tông. Nếu UHPC chứa chỉ một loại sợi,  $L_f$  sẽ là chiều dài của những sợi này.

$w$  : bề rộng vết nứt;

$w_s$  : bề rộng vết nứt ở độ sâu của cốt thép không chịu lực (cốt thép cấu tạo);

$w_t$  : bề rộng vết nứt tại vùng chịu kéo nhiều nhất (the most tensile zone);

$x$  : chiều cao trục trung hòa;

$x'$  : chiều cao của vùng không bị nứt (non-cracked zone) khi chịu kéo;

$D_{sup}$  : kích thước cốt liệu tối đa trong UHPC (xem mục 5.4.3 của TCVN P18-470 : 202X);

$E_{cm}$  : mô đun đàn hồi trung bình;

$E_{c, eff}$  : mô đun đàn hồi hữu hiệu;

## TCVN .... : 20XX

**K** : hệ số thể hiện ảnh hưởng/tác động cơ học của sự định hướng các sợi thép tới sự làm việc sau khi nứt khi kết cấu chịu kéo.

**K<sub>global</sub>** : hệ số khi xét đến các ảnh hưởng tổng thể (global effects);

**K<sub>local</sub>** : hệ số khi xét đến các ảnh hưởng cục bộ (local effects);

**δ** : hệ số thể hiện sự giảm bớt độ dài neo cốt thép nhờ có những sợi thép trong UHPC;

**ε<sub>cod</sub>** : biến dạng co ngắn đàn hồi thiết kế tối đa ở trạng thái giới hạn cực hạn ULS;

**ε<sub>cud</sub>** : biến dạng co ngắn thiết kế tối đa ở trạng thái giới hạn cực hạn ULS;

**ε<sub>u,el</sub>** : biến dạng kéo đàn hồi thiết kế tối đa ở trạng thái giới hạn cực hạn;

**ε<sub>u,lim</sub>** : giới hạn biến dạng kéo mà vượt qua đó, sự tham gia của những sợi cốt (fibers) không còn được đưa vào tính toán tại trạng thái giới hạn cực hạn;

**ε<sub>u,pic</sub>** : biến dạng ULS tương đương, tương ứng với ứng suất lớn nhất sau khi nứt hoặc tương ứng với một bề rộng vết nứt tương đương với 0.3 mm nếu như không có ứng suất lớn nhất sau khi nứt;

**ε<sub>u,1%</sub>** : biến dạng tương đương, tương ứng với một bề rộng vết nứt bằng 0.01H trong đó H là chiều cao của (mẫu) hình trụ được thử nghiệm gắn liền với các kích thước của kết cấu tại trạng thái cực hạn ULS;

**γ<sub>cf</sub>** : hệ số riêng cho UHPC khi chịu kéo;

**θ** : góc thanh chống (struts angle);

**σ<sub>f(w)</sub>** : quy luật ứng suất dưới dạng một hàm số của bề rộng vết nứt;

**σ<sub>Rd,f</sub>** : giá trị trung bình của cường độ sau khi nứt, dọc theo vết nứt khi chịu cắt tại một góc bằng θ.

## 2 Cơ sở thiết kế

### 2.1 Yêu cầu

#### 2.1.1 Các yêu cầu cơ bản

Không thay đổi

#### 2.1.2 Quản lý độ tin cậy

Không thay đổi

#### 2.1.3 Tuổi thọ thiết kế, độ bền lâu và quản lý chất lượng

Không thay đổi

### 2.2 Các nguyên lý cơ bản về thiết kế theo trạng thái giới hạn

Không thay đổi



## 2.3 Các biến cơ bản

### 2.3.1 Tác động và các ảnh hưởng của môi trường

#### 2.3.1.1 Tổng quát

Không thay đổi

#### 2.3.1.2 Tác động của nhiệt

Không thay đổi

#### 2.3.1.3 Lún lệch hoặc dịch chuyển không đều

Không thay đổi

#### 2.3.1.4 Ứng suất trước

Không thay đổi

### 2.3.2 Các đặc trưng của vật liệu và sản phẩm

#### 2.3.2.1 Tổng quát

Không thay đổi

#### 2.3.2.2 Co ngót và từ biến

Không thay đổi

### 2.3.3 Biến dạng của bê tông

(1)P Không thay đổi

(2) Việc tuân theo những nguyên tắc áp dụng trong tiêu chuẩn này cho phép những ảnh hưởng này được đưa vào tính toán. Ngoài ra:

- Chú ý đặc biệt tới những biến dạng và những rủi ro gây nứt do sự thay đổi trong UHPC ở tuổi còn sớm và sự chú ý về từ biến và co ngót;
- Giảm thiểu những ảnh hưởng do việc kiểm chế/cản trở sự biến dạng bằng việc sử dụng các thiết bị hỗ trợ phù hợp hoặc dùng các mối nối;
- Bảo đảm rằng ảnh hưởng của những biến dạng bị kiểm chế được kể đến trong thiết kế;

CHÚ THÍCH: Đối với UHPCs, các hiện tượng co ngót lúc tuổi còn sớm (co ngót tự sinh và có thể là do nhiệt) đều lớn hơn so với bê tông truyền thống và việc không đưa vào tính toán chúng một cách đúng đắn có thể gây bất lợi. Vì vậy phải có sự chú ý đặc biệt đối với các cấu kiện mảnh, các cấu kiện có thay đổi đáng kể về chiều dày, và cả những cấu kiện được ngàm chặt.

## TCVN .... : 20XX

Đối với công trình nhà, những ảnh hưởng của nhiệt độ và sự co ngót có thể được bỏ qua trong phân tích tổng thể đối với các cấu kiện đúc sẵn bằng UHPC có mối nối, đặt cách nhau một khoảng  $d_{\text{joint}}$ , được hợp khối nhằm xét đến các biến dạng sinh ra.

Giá trị  $d_{\text{joint}}$  được lấy theo TCVN EN 1992-1-1.

### 2.3.4 Số liệu hình học

#### 2.3.4.1 Tổng quát

Không thay đổi

#### 2.3.4.2 Các yêu cầu bổ sung đối với cọc bê tông đổ tại chỗ

Không áp dụng

### 2.4 Kiểm tra theo phương pháp hệ số riêng

#### 2.4.1 Tổng quát

Không thay đổi

#### 2.4.2 Các giá trị thiết kế

##### 2.4.2.1 Hệ số riêng cho tác động co ngót

Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

##### 2.4.2.2 Các hệ số riêng cho ứng suất trước

Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

##### 2.4.2.3 Các hệ số riêng cho các tải trọng môi

Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

##### 2.4.2.4 Các hệ số riêng của vật liệu

(1) Các hệ số riêng liên quan đến vật liệu  $\gamma_c$  và  $\gamma_{cf}$  cần được sử dụng cho UHPC và  $\gamma_s$  cho cốt thép được định rõ cho các trạng thái giới hạn cực hạn.

Các giá trị  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{cf}$  và  $\gamma_s$  đều được cho trong Bảng 1. Đối với thiết kế kết cấu UHPC chịu lửa cần tham khảo Phụ lục R.

Đối với việc kiểm tra độ mỏi, các hệ số riêng cho các tình huống thiết kế theo độ bền lâu đã cho trong Bảng 1 cần được sử dụng cho  $\gamma_{cf, fat}$  và  $\gamma_{s, fat}$

**Bảng 2.1 – Các hệ số riêng cho vật liệu ở các trạng thái giới hạn cực hạn**

Tình huống thiết kế	$\gamma_c$ (UHPC chịu nén)	$\gamma_{cf}$ (UHPC chịu kéo)	$\gamma_s$ (cốt thép thường)	$\gamma_s$ (thép ứng suất trước)
Dài hạn	1,5	1,3	1,15	1,15
Ngắn hạn				
Đặc biệt	1,2	1,05	1,0	1,0

Hệ số riêng  $\gamma_c$  cho UHPCs được sản xuất từ việc trộn trước các vật liệu thành phần có thể giảm xuống 1,3 trong tình huống thiết kế dài hạn và ngắn hạn và giảm xuống 1,05 trong tình huống thiết kế đặc biệt.

Sự giảm bớt này có thể chỉ được thực hiện cho các hỗn hợp thành phần đã định rõ trong TCVN P18-470 : 202X và phải chịu một sự kiểm tra sản xuất nội bộ bởi nhà cung cấp hỗn hợp thành phần. Chi tiết cho việc kiểm tra này được đưa ra trong Phụ lục G của TCVN P18-470 : 202X. Điều này là không thể được đối với loại TT1 hoặc TT1+2 UHPCs, nơi việc xử lý nhiệt áp dụng vào UHPC trước khi ninh kết có một ảnh hưởng đáng kể (theo điều 5.4.8 của tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X), với trường hợp đó, các giá trị  $\gamma_c$  bằng 1,5 trong trường hợp thiết kế dài hạn và trường hợp thiết kế ngắn hạn, và bằng 1,2 trong trường hợp thiết kế đặc biệt phải được duy trì.

Hơn thế nữa, đối với các loại TT1 hoặc TT1+2 UHPCs, nơi việc xử lý nhiệt áp dụng vào UHPC trước khi ninh kết có một ảnh hưởng đáng kể (theo điều 5.4.8 của TCVN P18-470 : 202X), hệ số chịu kéo cục bộ  $\gamma_{cf}$  phải được tăng lên thành 1,4 trong trường hợp thiết kế dài hạn và trường hợp thiết kế ngắn hạn, và tăng lên 1,1 trong trường hợp thiết kế đặc biệt, cho dù bê tông có được sản xuất từ một hỗn hợp trộn trước các vật liệu thành phần hay không.

Đối với hệ số riêng dùng cho vật liệu, các giá trị sau đây phải được sử dụng để kiểm tra ở các trạng thái giới hạn sử dụng:  $\gamma_c = \gamma_{cf} = \gamma_s = 1,0$ .

Không thay đổi

#### 2.4.2.5 Hệ số riêng cho những vật liệu dùng làm móng

(1) Không thay đổi

(2) Không áp dụng

### **2.4.3 Tổ hợp các tác động**

Không thay đổi

### **2.4.4 Kiểm tra cân bằng tĩnh – EQU**

Không thay đổi

## **2.5 Thiết kế dựa trên thí nghiệm**

Không thay đổi

## **2.6 Các yêu cầu bổ sung đối với móng**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia cho tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X;

(3) Không áp dụng

(4) Không thay đổi

## **2.7 Các yêu cầu đối với liên kết**

(1) Cả những ảnh hưởng cục bộ lẫn ảnh hưởng tổng thể của các bu lông neo phải được xem xét đưa vào tính toán nếu cần thiết đối với bất kỳ điểm đặc trưng đặc biệt nào gắn liền với các đặc trưng của UHPCs.

## **3 Vật liệu**

### **3.1 Bê tông siêu tính năng - UHPC**

#### **3.1.1 Tổng quát**

(1)P Các phần sau đây đưa ra những nguyên tắc có thể áp dụng được cho UHPCs được đề cập đến bởi tiêu chuẩn này (xem 1.1 (4)).

(2) Không áp dụng

(3) Bổ sung: Các đặc trưng cơ học của vật liệu UHPC, cường độ chịu nén, sự làm việc khi chịu kéo và mô đun Young cùng với các quy luật về sự co ngót và từ biến phải được đánh giá theo sự tuân thủ với **TCVN P18-470 : 202X** .

Kết cấu thiết kế bằng UHPC phải được sản xuất từ các đặc trưng của UHPC được sử dụng, được xác nhận tính hợp lệ về sự tuân thủ **TCVN P18-470 : 202X** ở giai đoạn thử nghiệm phù hợp. Như đã được giải thích trong **TCVN P18-470 : 202X** , loại bê tông này phải chịu một sự mô tả tính chất đầy đủ (đặc trưng hóa đầy đủ) về các tính chất cần thiết cho việc thiết kế, mà việc đó có thể được quyết định bởi việc sử dụng thẻ nhận dạng (identity card).

Vì mục đích nghiên cứu sơ bộ hoặc nghiên cứu thiết kế, và khi thiếu đi những thử nghiệm hoặc thử nhận dạng, các giá trị đã cho trong Phụ lục T có thể được sử dụng.

### 3.1.2 Cường độ

(1) Cường độ chịu nén của UHPC được chỉ rõ bằng các cấp cường độ, gắn liền với cường độ đặc trưng (5% điểm phân vị) được đo trên mẫu trụ  $f_{ck}$ , phù hợp với điều 5.5.2 của TCVN P18-470 : 202X .

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

(5) Cường độ chịu nén của UHPC ở tuổi  $t$  (ngày) phụ thuộc vào mọi sự xử lý nhiệt mà nó đã trải qua.

Nếu UHPC không trải qua sự xử lý nhiệt (STT) hoặc được phân loại TT1 (xem 4.3.3 của TCVN P18-470 : 202X):

- Nếu  $t \geq 28$  ngày, cường độ chịu nén sẽ được sử dụng là  $f_{ck}$

- Nếu  $t < 28$  ngày, cường độ chịu nén phải được quy định và đánh giá theo 5.5.2 của TCVN P18-470 : 202X.

Nếu UHPC được phân loại thành TT2 hoặc TT1+2 (xem mục 4.3.3 của tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X):

- Nếu ngày  $t$  là sau khi thực hiện xong việc xử lý nhiệt, cường độ chịu nén sẽ được sử dụng là  $f_{ck}$

- Nếu ngày  $t$  là trước khi thực hiện xong việc xử lý nhiệt, cường độ chịu nén phải được quy định và đánh giá theo điều 5.5.2 của tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X.

Trong bất kỳ cách thức tương tự nào, độ tuổi tham chiếu để xác định các đặc trưng thiết kế của UHPC đã đông cứng (ninh kết/hardened) đều là 28 ngày đối với UHPC được phân loại thành STT hoặc TT1 và sau khi áp dụng việc xử lý nhiệt đối với UHPC được phân loại thành TT2 hoặc TT1+2.

(6) Không áp dụng

(7) Các đặc trưng làm việc khi chịu kéo của UHPC được đưa ra trong mục 3.1.7.3.

(8) Không áp dụng

(9) Không áp dụng

### 3.1.3 Biến dạng đàn hồi

(1) Biến dạng đàn hồi của UHPC hầu như phụ thuộc vào thành phần của nó (các thành phần cấu tạo nên nó);

(2) Giá trị của mô đun đàn hồi  $E_{cm}$  phải được xác định theo 5.5.8 của tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X.

## TCVN .... : 20XX

Giá trị của mô đun đàn hồi sẽ được xem xét cho việc thiết kế cho các phần chịu kéo thì tương tự như giá trị đó trong trường hợp thiết kế các phần chịu nén.

CHÚ THÍCH: Với các nghiên cứu sơ bộ hoặc nghiên cứu thiết kế, và khi thiếu các thử nghiệm hoặc thiếu thẻ nhận dạng bê tông, có thể tham khảo giá trị của mô đun đàn hồi được đề xuất trong Phụ lục T.

(3) Không áp dụng

(4) Hệ số Poat-xông có thể được lấy bằng 0,2 cho UHPCs.

(5) Hệ số tuyến tính của sự dẫn nở nhiệt đối với UHPC phải lấy (xuất phát) từ các thử nghiệm thiết kế hoặc từ thẻ nhận diện vật liệu, nói cụ thể, khi kết cấu nhạy cảm với biến dạng nhiệt, cho dù các biến dạng có thể được ngăn ngừa khi kết cấu đó là mới, hoặc khi kết cấu phải chịu rủi ro hỏa hoạn. Tiêu chuẩn **TCVN P18-470 : 202X** đưa ra những thông tin cần thiết cho việc xác định giá trị của hệ số dẫn nở nhiệt.

CHÚ THÍCH: Với các nghiên cứu sơ bộ hoặc nghiên cứu thiết kế, và khi thiếu các thử nghiệm hoặc thiếu thẻ nhận dạng bê tông, có thể tham khảo hệ số dẫn nở nhiệt tuyến tính được đề xuất trong Phụ lục T.

### 3.1.4 Từ biến và co ngót

(1) Không thay đổi

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

(5) **Bổ sung:** Đối với co ngót, giá trị cuối cùng hoặc một đường cong tiến triển hoàn chỉnh từ các thử nghiệm thiết kế hoặc thẻ nhận dạng (identity card) cho UHPC phải được sử dụng, cụ thể, khi kết cấu nhạy cảm với biến dạng tức thời hoặc biến dạng chậm và nhạy cảm với tác động lên kết cấu của các biến dạng này, hoặc kết cấu phải chịu những biến dạng bị kiểm chế ở tuổi bê tông còn sớm. Tiêu chuẩn **TCVN P18-470 : 202X** đưa ra những thông tin cần thiết cho việc xác định giá trị cuối cùng của sự co ngót và sự tiến triển của co ngót theo đường cong tiến triển hoàn chỉnh.

Đối với từ biến, giá trị cuối cùng hoặc một đường cong tiến triển hoàn chỉnh của sự từ biến từ các thử nghiệm thiết kế hoặc thẻ nhận dạng (identity card) cho UHPC phải được sử dụng, nói cụ thể, khi kết cấu nhạy cảm với biến dạng tức thời hoặc biến dạng dài hạn và nhạy cảm với tác động lên kết cấu của các biến dạng này, hoặc kết cấu phải chịu những tổn hao ứng suất trước. Độ nhạy cảm của kết cấu có thể được đánh giá bằng các đánh giá theo giới hạn trên/giới hạn dưới. Tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X đưa ra những thông tin cần thiết cho việc xác định bằng thực nghiệm từ biến.

CHÚ THÍCH: Sự tiến triển của co ngót và từ biến có thể được mô tả bằng cách sử dụng các mô hình trong Phụ lục B của tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X, thông qua một sự hiệu chuẩn về các biên độ và hệ số gắn liền/kết nối với động học theo phần B.104 của tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

Với các nghiên cứu sơ bộ hoặc nghiên cứu thiết kế, và khi thiếu các thử nghiệm hoặc thiếu thể nhận dạng, tham khảo các giá trị để thực hiện việc tính toán cơ ngót và từ biến được đề xuất trong Phụ lục T.

### 3.1.5 Quan hệ ứng suất – biến dạng để phân tích phi tuyến

(1) Quan hệ ứng suất – biến dạng của tiết diện sau nứt trong phân tích kết cấu phi tuyến (quy luật trung bình của sự làm việc khi nén) được định nghĩa bằng các biểu thức sau đây, mà chúng tính đến ảnh hưởng của hiệu ứng bó (confinement effect) do những sợi cốt (fibers), thông qua cường độ sau khi nứt  $f_{ctfm}/K_{global}$  ( $K_{global}$  thông thường phụ thuộc vào hướng nằm ngang hướng tâm):

$$\sigma = f_{cm} \frac{\eta \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,f}}}{\eta - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,f}} \right)^{\varphi, \eta}} \quad (3.201)$$

Biểu thức mà trong đó:

$$\varepsilon_{c1,f} = \left[ 1 + 4 \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right] \left[ 1 + 0,16 \frac{k_0}{(f_{cm}^2 + 800)} \right] \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0} \quad (3.202)$$

$f_{cm}$  được biểu thị bằng MPa và trong đó:

$$k_0 = \frac{E_{cm}}{f_{cm}^{1/3}} \quad (3.203)$$

$$\eta = \frac{k}{k - 1} \quad (3.204)$$

Trong đó:

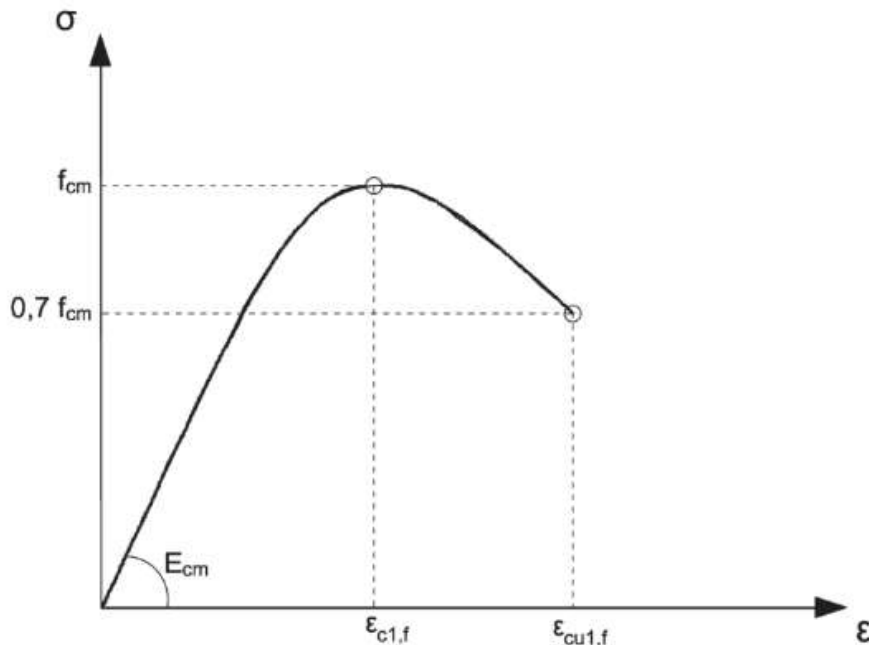
$$k = E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1,f}}{f_{cm}} \quad (3.205)$$

$$\varphi = \begin{cases} 1 & \text{if } \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,f} \\ \frac{\ln \left( 1 - \eta + \frac{\eta}{0,7} \frac{\varepsilon_{cu1,f}}{\varepsilon_{c1,f}} \right)}{\eta \cdot \ln \left( \frac{\varepsilon_{cu1,f}}{\varepsilon_{c1,f}} \right)} & \text{if } \varepsilon > \varepsilon_{c1,f} \end{cases} \quad (3.206)$$

$$\varepsilon_{cu1,f} = \left[ 1 + 15 \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right] \left[ 1 + \frac{20}{f_{cm}} \right] \left[ 1 + 0,16 \frac{k_0}{(f_{cm}^2 + 800)} \right] \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0} \quad (3.207)$$

Trong các tiết diện mỏng hoặc các phần của tiết diện, sự định hướng được ưu tiên của những sợi thép song song với bề mặt không được phép kể đến trong hiệu ứng bó.  $f_{ctfm}$  phải được lấy bằng 0 trong các biểu thức trước đây.

(2) Sơ đồ biểu diễn mối quan hệ ứng suất – biến dạng khi chịu nén dùng cho phân tích kết cấu phi tuyến được đưa ra trong Hình 3.201.



**Hình 3.1 Biểu diễn mối quan hệ ứng suất – biến dạng của UHPC khi chịu nén dùng cho phân tích kết cấu phi tuyến.**

Biến dạng được hạn chế ở mức  $\epsilon_{cu1,f}$ .

### 3.1.6 Cường độ chịu kéo và chịu nén thiết kế.

(1) Cường độ chịu nén thiết kế được định nghĩa dưới dạng:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

Trong đó:

$\gamma_c$  là hệ số riêng có liên quan tới UHPC bị nén, xem mục 2.4.2.4

$\alpha_{cc}$  là một hệ số có tính đến tác động dài hạn lên cường độ chịu nén và tác động bất lợi sinh ra từ cách thức mà tải trọng được đặt vào. Giá trị được chọn cho UHPC là  $\alpha_{cc} = 0,85$ .

(2) Không áp dụng



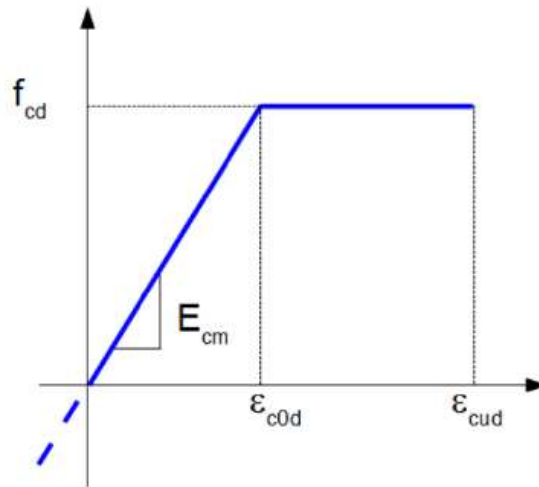
### 3.1.7 Quan hệ ứng suất – biến dạng dùng để thiết kế các tiết diện ngang

#### 3.1.7.1 Tổng quát

Phần 3.1.7 của tiêu chuẩn này thay thế hoàn toàn phần 3.1.7 của tiêu chuẩn TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

#### 3.1.7.2 Quan hệ ứng suất – biến dạng cho UHPC khi chịu nén

Quan hệ ứng suất – biến dạng cho UHPC khi chịu nén được sử dụng cho việc thiết kế tiết diện ở trạng thái giới hạn cực hạn (ULS) như dưới đây:



**Hình 3.2** Biểu diễn quan hệ ứng suất – biến dạng của UHPC khi chịu nén dùng cho thiết kế tại trạng thái giới hạn cực hạn (ULS)

Biến dạng  $\varepsilon_{c0d}$  được định nghĩa bởi quan hệ sau:

$$\varepsilon_{c0d} = f_{cd} / E_{cm} \quad (3.9)$$

Biến dạng cực hạn được đưa vào tính toán tại trạng thái giới hạn cực hạn ULS được cho bởi công thức sau đây:

$$\varepsilon_{cud} = \left( 1 + 14 \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \varepsilon_{c0d} \quad (3.208)$$

trong đó:

$f_{ctfm}$  là giá trị trung bình của cường độ chịu kéo sau khi nứt (xem 5.5.4 của TCVN P18-470 : 202X);

$K_{global}$  là hệ số khi xét đến các hiệu ứng tổng thể (the global effects) (xem 4.4.3 của TCVN P18-470 : 202X);

$f_{cm}$  là cường độ chịu nén trung bình (xem 5.5.2 của TCVN P18-470 : 202X).

### 3.1.7.3 Cường độ chịu kéo

#### 3.1.7.3.1 Tổng quát

(1) Sự làm việc khi chịu kéo được đặc trưng bởi giới hạn kéo đàn hồi và bởi quan hệ ứng suất-bề rộng vết nứt  $\sigma(w)$  hoặc quan hệ ứng suất-biến dạng  $\sigma(\varepsilon)$  sau khi nứt. Quy luật này có thể được điều chỉnh lại cho đúng (modulate) theo phương cụ thể của lực kéo.

CHÚ THÍCH: Các phương khác nhau sẽ được xem xét có thể là, ví dụ như, phương dọc với cường độ chịu uốn, phương vuông góc với trục của các cốt thép chịu nén với cường độ chịu cắt, phương ngang hướng tâm với hiệu ứng bó (confinement effect) của UHPC chịu nén, phương ngang xung quanh chu vi nhằm đem lại tác động nối cầu vết nứt để giảm bề rộng vết nứt, hạn chế sự chẻ/tách UHPC tại chỗ neo hoặc chỗ nối chồng thanh thép và các vùng lan truyền lực tập trung.

Việc kể vào bằng cách này có thể được cho việc thiết kế tiết diện ở trạng thái giới hạn cực hạn và sử dụng

(2) Đối với sự làm việc chịu kéo, cần tham chiếu tới 5.5.4 của tiêu chuẩn TCVN P18-470 : 202X. Có hai cách/hướng tiếp cận có thể được:

- Hoặc lựa chọn một quy luật điểm với điểm (point-by-point) mà quy luật này bắt nguồn trực tiếp từ việc thử nghiệm bằng việc lựa chọn một cách hợp lý một sự mô tả đơn giản hóa của quy luật tuyến tính từng mảnh (piecewise linear law);
- Hoặc lựa chọn một quy luật truyền thống được mô tả trong những phần sau đây, nhưng với quy luật này, các tham số được xác định từ kết quả thử nghiệm.

Các chỉ dẫn kỹ thuật thi công kết cấu có thể sử dụng một trong số những hướng tiếp cận này.

CHÚ THÍCH: Với các nghiên cứu sơ bộ hoặc nghiên cứu thiết kế, và khi thiếu các thử nghiệm hoặc thiếu thể nhận dạng bê tông, có thể sử dụng quy luật truyền thống (theo tập quán) được đưa ra trong Phụ lục T.

(3) Sự định hướng của các sợi cốt trong bê tông là một tham số quan trọng của quy luật thiết kế chịu kéo và được biểu thị bởi một bộ các hệ số định hướng K. Nó phải được xác định theo Phụ lục F của TCVN P18-470 : 202X.

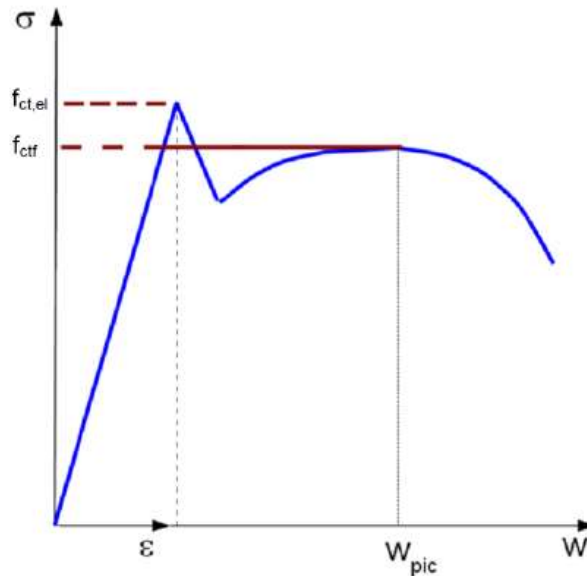
(4) Giới hạn đàn hồi đặc trưng khi kéo được biểu thị bằng ký hiệu  $f_{ctk,el}$  và giá trị trung bình của nó được biểu thị bằng  $f_{ctm,el}$ .

Giá trị đặc trưng của cường độ sau khi nứt được biểu thị bằng  $f_{ctfk}$  và giá trị trung bình của nó được biểu thị bằng  $f_{ctfm}$ . Cường độ này không hợp nhất với hệ số định hướng K.

Cường độ sau khi nứt được xác định từ đường cong thực nghiệm phù hợp với TCVN P18-470 : 202X.

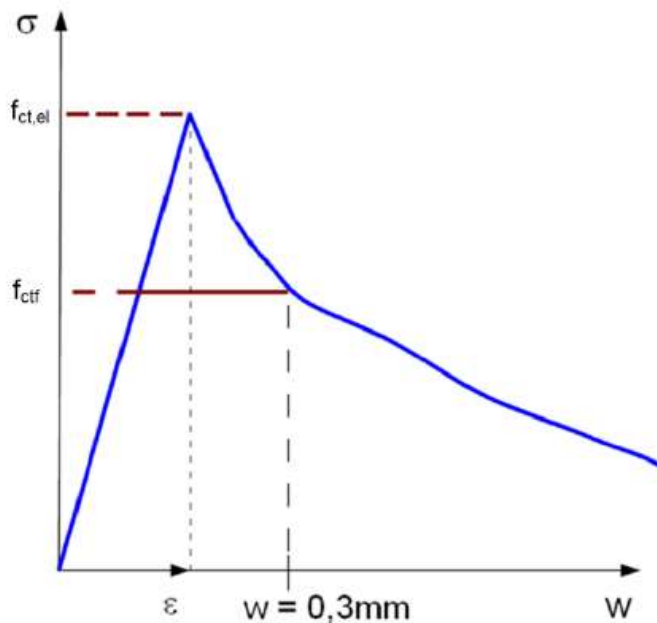
Nó tương đương với giá trị cực đại đo được nếu nó lớn hơn giới hạn đàn hồi, nếu không thì sẽ có hai kịch bản có thể có xảy ra:

- Nếu một giá trị cực đại cục bộ được quan sát,  $f_{ctf}$  có liên quan tới giá trị cực đại cục bộ này, như được chỉ ra trong Hình 3.3 dưới đây:



Hình 3.3– Định nghĩa  $f_{ctf}$  trong trường hợp có một giá trị cực đại cục bộ.

- Nếu không có một đỉnh (giá trị cực đại) cục bộ,  $f_{ctfk}$  là ứng suất gắn liền với một bề rộng vết nứt bằng 0.3mm, như đã được chỉ ra trong sơ đồ bên dưới:



Hình 3.4– Định nghĩa  $f_{ctf}$  trong trường hợp không có một giá trị cực đại cục bộ.

(5) UHPC được bao hàm bởi tiêu chuẩn này có sự làm việc khi chịu kéo phải được quy định rõ theo 5.5.4 của TCVN P18-470 : 202X. Để tính toán, các loại hình làm việc khi chịu kéo “thiết kế” được định nghĩa như sau:

## TCVN .... : 20XX

- Loại T1\* (mềm hóa khi chịu kéo trực tiếp) khi  $f_{ctf}/K < f_{ct,el}$  cho cả hai trường hợp đường cong trung bình và trường hợp đường cong đặc trưng, tức là  $f_{ctfm}/K < f_{ctm,el}$  và  $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$

- Loại T2\* (thể hiện sự hóa cứng biến dạng có giới hạn) khi  $f_{ctf}/K > f_{ct,el}$  đối với đường cong trung bình và  $f_{ctf}/K < f_{ct,el}$  đối với đường cong đặc trưng, tức là,  $f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$  và  $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$

- Loại T3\* (thể hiện sự hóa cứng biến dạng đáng kể) khi  $f_{ctf}/K \geq f_{ct,el}$  cho cả hai trường hợp đường cong trung bình và trường hợp đường cong đặc trưng, tức là  $f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$  và  $f_{ctfk}/K \geq f_{ctk,el}$

CHÚ THÍCH 1: Nếu hệ số định hướng K bằng 1,25, các loại hình ứng xử khi chịu kéo T1, T2, và T3 theo **TCVN P18-470 : 202X** và các loại hình ứng xử khi chịu kéo T1\*, T2\* và T3\* sẽ trùng khớp nhau.

CHÚ THÍCH 2: Do hệ số định hướng K có thể khác nhau tùy theo hướng của ứng suất được xem xét, sự làm việc khi chịu kéo theo thiết kế của một loại UHPC có thể thuộc các loại khác nhau tùy theo các hướng của ứng suất được xem xét.

(6) Khi  $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf}) < f_{ctk,el} / \gamma_{cf}$ , quy luật trạng thái ULS phải được cắt bớt nghĩa là nó phải chỉ ra một đoạn bằng phẳng nằm ngang tương đương với một ứng suất bằng  $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf})$ .

Khi  $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$ , quy luật trạng thái ULS cũng phải được cắt bớt ở một đoạn bằng phẳng nằm ngang tương đương với  $f_{ctfk}/K$ .

Khi  $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf}) > f_{ctk,el} / \gamma_{cf}$ , quy luật trạng thái ULS được xây dựng bằng cách kết nối điểm tương ứng với  $f_{ctk,el}$  với điểm tương ứng với  $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf})$  bằng một đường thẳng, và ứng suất thì được lấy bằng không sau điểm tương ứng với  $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf})$ .

Khi  $f_{ctfk}/K > f_{ctk,el}$ , quy luật trạng thái ULS được xây dựng bằng cách kết nối điểm tương ứng với  $f_{ctk,el}$  với điểm tương ứng với  $f_{ctfk}/K$  bằng một đường thẳng, và ứng suất thì được lấy bằng không sau điểm tương ứng với  $f_{ctfk}/K$ .

(7) Về quy luật thiết kế tại các trạng thái SLSs (trạng thái giới hạn sử dụng), giới hạn biến dạng khi chịu kéo  $\varepsilon_{lim}$  chính là biến dạng mà vượt qua đó, ứng suất chịu kéo thiết kế của UHPC bằng không. Biến dạng giới hạn đàn hồi được ký hiệu bằng  $\varepsilon_{el}$  và tương đương với  $f_{ctk,el} / E_{cm}$ .

Về quy luật thiết kế tại các trạng thái ULS, giới hạn biến dạng khi chịu kéo  $\varepsilon_{u,lim}$  chính là biến dạng mà vượt qua đó, ứng suất chịu kéo thiết kế của UHPC bằng 0. Biến dạng giới hạn đàn hồi được ký hiệu bằng  $\varepsilon_{u,el}$  và tương đương với  $f_{ctk,el} / (\gamma_{cf} \cdot E_{cm})$ ;

(8) Các quy luật chịu kéo khác nhau, tùy theo việc cấu kiện đang xem xét được coi là mỏng hay dày. Một cấu kiện mỏng là cấu kiện mà chiều dày e của nó phải là sao cho:

$e \leq 3 L_f$  trong đó  $L_f$  = chiều dài của những sợi dài nhất đóng góp vào việc bảo đảm tính không giòn cho UHPC.

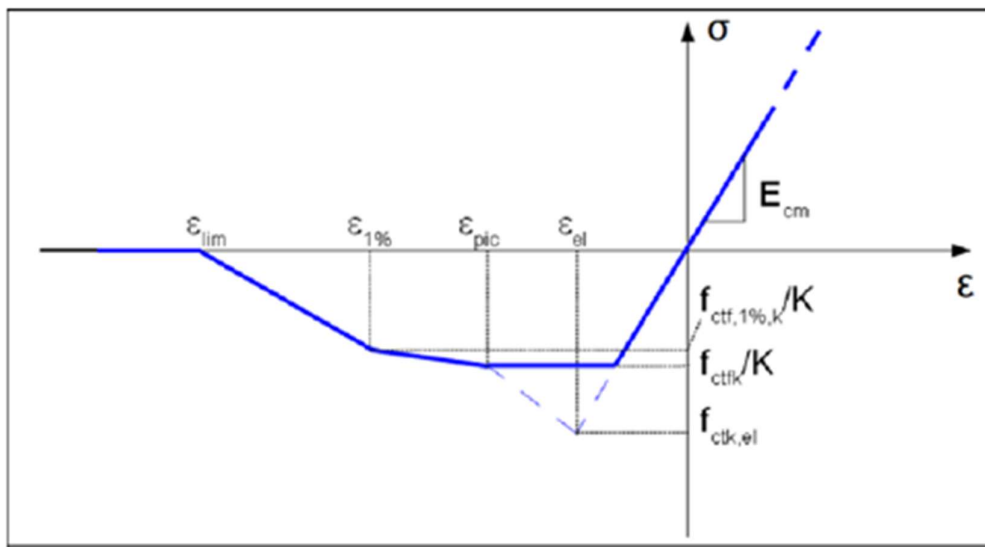
Các cấu kiện khác được coi là cấu kiện dày.

Việc xác định bằng thực nghiệm các quy luật là khác nhau giữa các cấu kiện dày và cấu kiện mỏng (xem 4.4.3 của TCVN P18-470 : 202X).

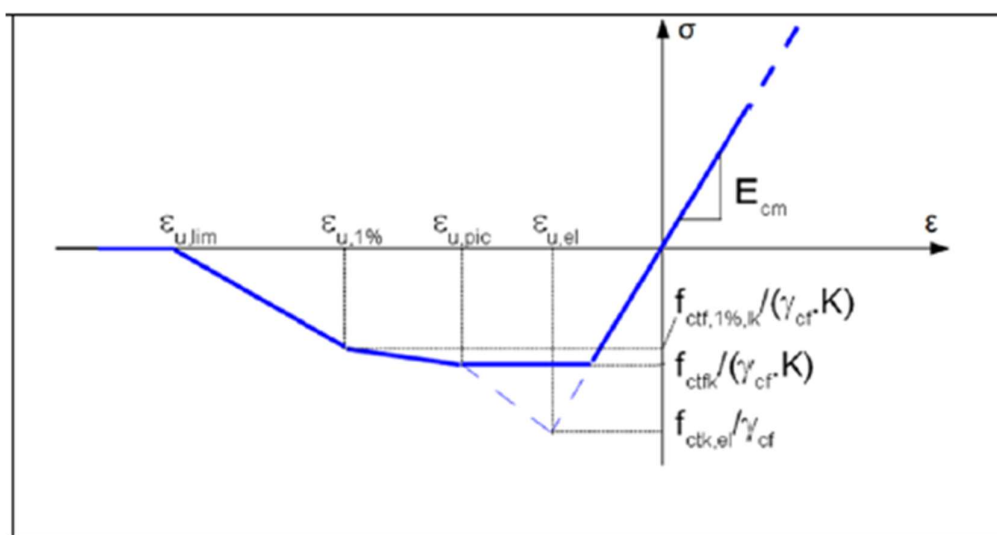
(9) Để áp dụng những chỉ dẫn kỹ thuật nhất định ở các trạng thái SLS, quy luật thiết kế phải được giải thích bằng cách “sử dụng giá trị trung bình”, cụ thể là,  $f_{ctk}$  sẽ được thay thế bằng  $f_{ctfm}$  và  $f_{ctk,el}$  thay bằng  $f_{ctm,el}$ .

### 3.1.7.3.2 Quy luật truyền thống đối với cấu kiện dày

(1) Quy luật truyền thống, mà nó có thể được sử dụng cho việc thiết kế những tiết diện dày thì như dưới đây:



a) Quy luật thiết kế ở trạng thái giới hạn sử dụng



## b) Quy luật thiết kế ở trạng thái giới hạn cực hạn

Hình 3.5– Quy luật truyền thống cho UHPC thuộc loại T1\* hoặc T2\* (từ đường cong  $\sigma(w)$ ).

Các tham số đã cho trong những quy luật thiết kế này là:

Tại trạng thái giới hạn sử dụng (SLS):

$$\varepsilon_{pic} = \left( \frac{W_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \right) \quad (3.209)$$

Tại trạng thái giới hạn cực hạn (ULS):

$$\varepsilon_{u,pic} = \left( \frac{W_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{cm}} \right) \quad (3.210)$$

trong đó  $w_{pic}$  là bề rộng vết nứt tương ứng với đỉnh cực bộ trên đường cong, từ các thử nghiệm được tiến hành phù hợp với Phụ lục D của TCVN P18-470 : 202X hoặc tương đương với 0,3 mm nếu như không có đỉnh nào.

Tại trạng thái giới hạn sử dụng (SLS):

$$\varepsilon_{1\%} = \left( \frac{W_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \right) \quad (3.211)$$

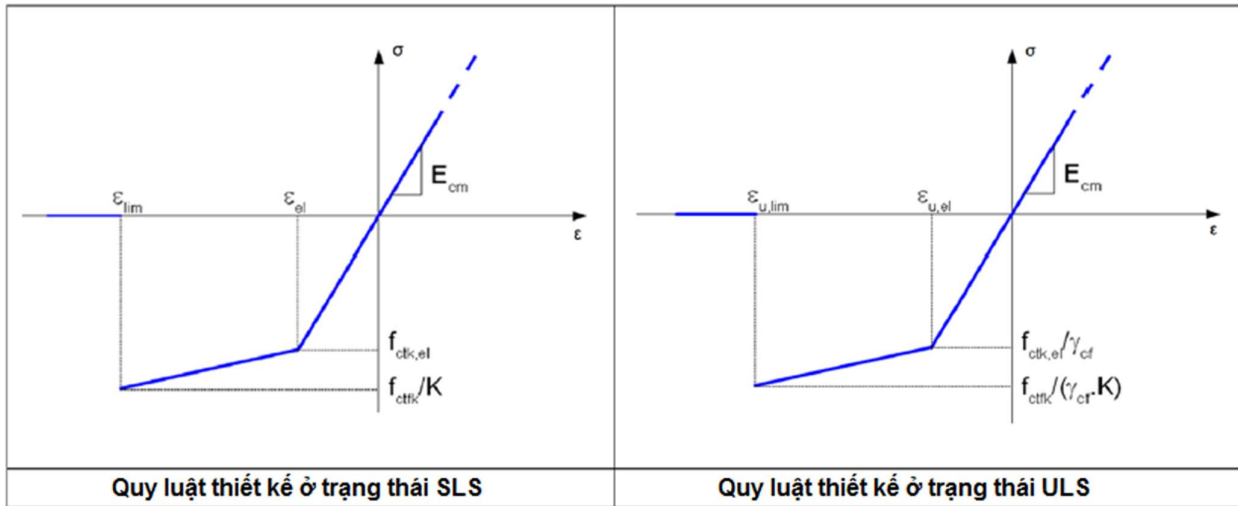
Tại trạng thái giới hạn cực hạn (ULS):

$$\varepsilon_{u,1\%} = \left( \frac{W_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{cm}} \right) \quad (3.212)$$

trong đó  $w_{1\%} = 0,01H$ , với  $H$  là chiều cao mẫu lăng hình trụ thử nghiệm uốn (xem Phụ lục D của TCVN P18 - 470 : 202X).

$\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = L_f/4L_c$ , trong đó  $L_f$  là chiều dài của những sợi cốt dài nhất đóng góp vào việc bảo đảm tính không giòn của UHPC.

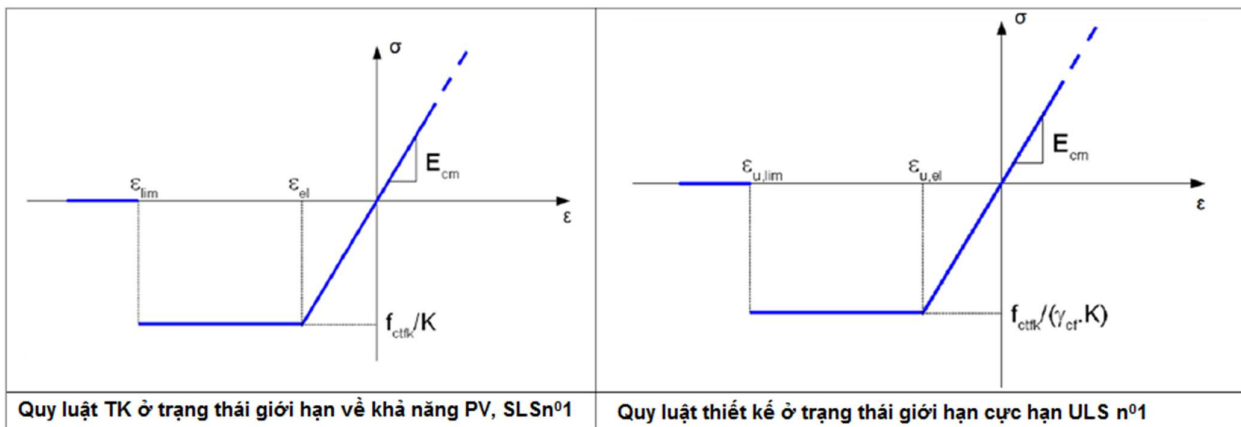
$L_c = 2h/3$  là chiều dài đặc trưng (với  $h$  là chiều cao tiết diện).



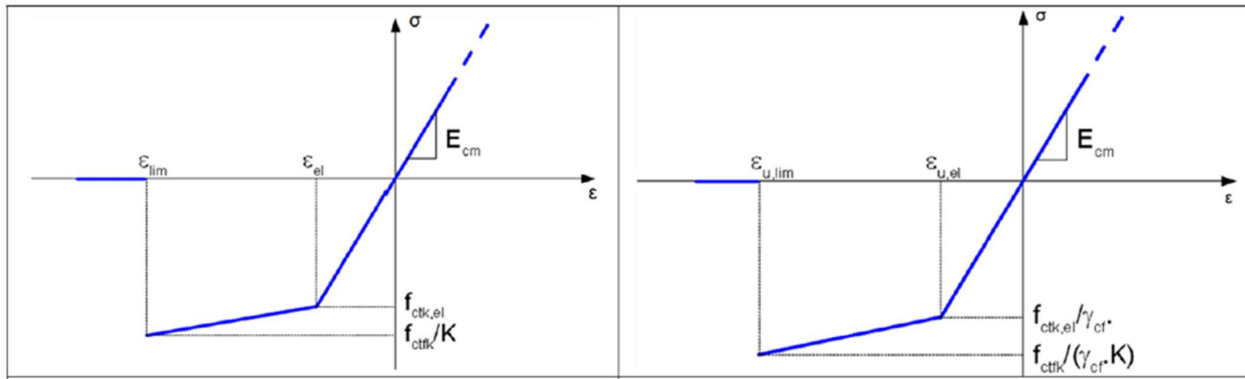
Hình 3.6 – Quy luật cho UHPC thuộc loại T3\* (thu được trực tiếp từ đường cong  $\sigma(\epsilon)$ ).

3.1.7.3.3 Quy luật truyền thống đối với cấu kiện mỏng

(1) Quy luật truyền thống mà chúng có thể được sử dụng cho việc thiết kế các tiết diện mỏng là như dưới đây:



Hình 3.7 – Quy luật truyền thống n<sup>01</sup> dùng cho cấu kiện mỏng (tiết diện mỏng)



Quy luật thiết kế ở trạng thái SLS n°2

Quy luật thiết kế ở trạng thái ULS n°2

**Hình 3.8 – Quy luật truyền thống n°2 dùng cho cấu kiện mỏng (tiết diện mỏng)**

Quy luật 1 có thể chỉ được sử dụng cho những cấu kiện chịu uốn đơn giản hoặc chịu uốn – nén. Quy luật 2 có thể được sử dụng đối với bất kỳ loại ứng suất nào được đặt vào, miễn là vật liệu sử dụng cho cấu kiện thuộc loại T3\* (class T3\*).

Trong các quy luật 1 và 2 được mô tả ở trên,  $\epsilon_{u,lim}$  ( $=\epsilon_{lim}$ ) là biến dạng kéo cực đại sinh ra từ các thử nghiệm đặc trưng hóa đã được mô tả trong Phụ lục E của TCVN P18-470 : 202X.

**3.1.7.3.4 Tính toán đến sự phân bố của cốt sợi trong bê tông**

(1) Để kể đến sự khác biệt về sự định hướng của sợi do việc đổ UHPC, những sự lý giải khác nhau đều dựa trên quy luật thiết kế được điều chỉnh lại cho đúng có xét tới hệ số định hướng K của cốt sợi, hệ số này lấy giá trị  $K_{global}$  hoặc  $K_{local}$ .

(2)  $K_{local}$  thì dành cho các tác động cục bộ tương ứng với cơ chế chịu lực mà cơ chế này đòi hỏi sự phân bố cốt sợi trong vùng cục bộ (chẳng hạn như, sự lan truyền lực ứng suất trước).

$K_{global}$  xử lý vấn đề tác động có tính tổng thể tương ứng với cơ chế chịu lực mà cơ chế này đòi hỏi các thanh cốt sợi phải tác động trên những vùng rộng hơn và ở nơi mà một hư hỏng cục bộ sẽ không có hậu quả đáng kể (chẳng hạn như khả năng chịu cắt, chịu uốn của bản sàn).

Việc lựa chọn giữa  $K_{local}$  và  $K_{global}$  được chỉ định trong từng lần tính toán.

(3) Hệ số định hướng K được thiết lập trên cơ sở các thử nghiệm trên một mô hình đại diện cho kết cấu thực tế phù hợp với Phụ lục F của TCVN P18-470 : 202X.

CHÚ THÍCH: Với các nghiên cứu hoặc thiết kế sơ bộ, và khi thiếu các thử nghiệm trên một mô hình đại diện cho kết cấu thực tế, giá trị của hệ số định hướng K của cốt sợi được đề xuất trong Phụ lục T.

(4) Hệ số định hướng K có thể khác nhau theo các hướng của ứng suất và theo từng bộ phận của kết cấu được xem xét. Trong những tính toán khác nhau liên quan tới hệ số này, việc xác định nó phải gắn liền với phương vuông góc với mặt phẳng nứt tiềm tàng trong cơ chế chịu lực được xem xét. Khi việc



xác định bằng thực nghiệm trực tiếp theo phương này không đạt, thì trị số cực đại của các giá trị K được xác định trong hai phương vuông góc sẽ được sử dụng.

### **3.1.8 Cường độ chịu kéo khi uốn**

Không áp dụng như đã được xử lý trong mục 3.1.7.

### **3.1.9 Bê tông bị hạn chế nở hông (confined concrete)**

Không áp dụng

## **3.2 Cốt thép**

### **3.2.1 Tổng quát**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

### **3.2.2 Các đặc trưng**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.
- (3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi
- (6) Không thay đổi

### **3.2.3 Cường độ**

- (1) Không thay đổi

### **3.2.4 Các đặc trưng dẻo**

- (1) Không thay đổi, kể cả (101)P của TCVN EN 1992-2 : 202X và Phụ lục Quốc gia của nó.
- (2) Không thay đổi

### **3.2.5 Hàn**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

## **TCVN .... : 20XX**

(3) Không thay đổi.

(4) Không thay đổi

### **3.2.6 Mối**

(1) Không thay đổi

### **3.2.7 Các giả thiết tính toán**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

(3) Không thay đổi.

(4) Không thay đổi

## **3.3 Thép ứng suất trước**

### **3.3.1 Tổng quát**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

(6) Không thay đổi

(7) Không thay đổi

(8) Không thay đổi

(9) Không thay đổi

(10) Không thay đổi

(11) Không thay đổi

### **3.3.2 Các đặc trưng**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

(6) Không thay đổi

(7) Không thay đổi

(8) Không thay đổi

(9) Không thay đổi

### **3.3.3 Cường độ**

(1) Không thay đổi

### **3.3.4 Các đặc trưng dẻo**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

### **3.3.5 Môi**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

### **3.3.6 Các giả thiết thiết kế**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

(6) Không thay đổi

(7) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

### **3.3.7 Thanh căng ứng suất trước trong ống lồng**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

### 3.4 Các thiết bị ứng suất trước

#### 3.4.1 Các đầu neo và bộ nối (couplers)

##### 3.4.1.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Neo và các bộ nối (couplers) trong hệ thống ứng suất trước được sử dụng là từ hệ thống ứng suất trước mà hệ thống này có một đánh giá kỹ thuật theo tiêu chuẩn châu Âu (ETA) phù hợp với **ETAG013** và có thể được chỉnh sửa cho phù hợp phụ thuộc vào một sự phê chuẩn thực nghiệm phù hợp với Phụ lục S.

##### 3.4.1.2 Các đặc trưng cơ học

###### 3.4.1.2.1 Neo thanh căng

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

###### 3.4.1.2.2 Thiết bị neo và vùng neo

(1) Không thay đổi

#### 3.4.2 Thanh căng ngoài không bám dính

##### 3.4.2.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

##### 3.4.2.2 Neo

(1) Không thay đổi.

### 4 Độ bền lâu và lớp bảo vệ cốt thép

#### 4.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Việc ngăn ngừa ăn mòn cốt sợi và sự ăn mòn cốt thép chịu lực lẫn cốt thép cấu tạo phụ thuộc vào:

- Độ đặc chắc và chất lượng của bê tông siêu tính năng UHPC, đặc biệt là ở vùng bê tông bảo vệ cốt thép, đạt được bằng sự tuân thủ với những yêu cầu gắn liền với sự phân loại về mức độ tiếp xúc với môi trường đã được mô tả trong 5.3 của TCVN P18-470 : 202X;

- Chiều dày của lớp bê tông bảo vệ;
- Việc kiểm soát vết nứt (xem mục 7.3).

(5) Không thay đổi

(6) Không thay đổi

#### 4.2 Các điều kiện môi trường

(1) Không thay đổi

(2) Những sự phân loại về mức tiếp xúc với môi trường của UHPC theo điều kiện môi trường được giải thích trong TCVN P18-470 : 202X.

Những sự phân loại này được đưa ra trong bảng sau như một sự nhắc nhở:

**Bảng 4.1 - Phân loại điều kiện môi trường tiếp xúc**

Tên loại mức độ	Mô tả môi trường	Ví dụ mang tính thông tin (tham khảo) ở nơi mà mức độ lộ hở có thể xảy ra
<b>1. Không có rủi ro về ăn mòn hoặc sự tác động của môi trường</b>		
X0	Đối với bê tông không cốt thép hoặc kim loại chôn chìm trong bê tông: mọi mức độ lộ hở, ngoại trừ trường hợp có sự đóng/tan băng, sự mài mòn hoặc sự xâm thực của hóa chất;  Với bê tông có cốt thép hoặc kim loại chôn chìm trong đó: rất khô.	Bê tông bên trong tòa nhà có độ ẩm không khí rất thấp
<b>2. Ăn mòn do hiện tượng cacbonat hóa</b>		
Nơi nào mà bê tông cốt thép hoặc bê tông có những phần bằng kim loại chìm trong đó lộ ra trước (tiếp xúc với) không khí và độ ẩm, lúc đó các mức độ lộ hở phải được định nghĩa như dưới đây:		
XC1	Khô hoặc ướt một cách thường xuyên	Bê tông bên trong tòa nhà có độ ẩm thấp, bê tông thường xuyên bị ngập chìm trong nước

XC2	Ướt, hiếm khi khô	Bề mặt bê tông chịu sự tiếp xúc với nước dài hạn; Nhiều nền móng công trình.
XC3	Độ ẩm ở mức trung bình	Bê tông bên trong tòa nhà có độ ẩm không khí ở mức trung bình hoặc cao.  Bê tông bên ngoài được che chắn mưa
XC4	Ướt và khô theo chu kỳ	Bề mặt bê tông chịu sự tiếp xúc với nước, không phải trong phạm vi mức độ lộ hở XC2;

### 3. Ăn mòn do Clo

Nơi nào mà bê tông cốt thép hoặc bê tông có những phần bằng kim loại phải chịu sự tiếp xúc với nước có chứa Clo, không phải từ nguồn nước biển, kể cả muối phá băng (ice clearance salt), lúc đó các mức độ lộ hở phải được định nghĩa như dưới đây:

XD1	Độ ẩm trung bình	Bề mặt bê tông lộ hở/tiếp xúc với Clo trong không khí (airborne chlorides)
XD2	Ướt và hiếm khi khô	Bể bơi; Cấu kiện bê tông lộ hở/tiếp xúc với nước thải công nghiệp chứa Clo.
XD3	Ướt và khô theo chu kỳ	Các phần/bộ phận của cầu tiếp xúc với dung dịch bơm phun có chứa Clo; Vĩa hè, bản sàn nơi đỗ xe.

### 4. Ăn mòn do Clo từ nước biển

Nơi nào mà bê tông cốt thép hoặc bê tông có những phần bằng kim loại phải chịu sự tiếp xúc với Clo của nước biển, hoặc tác động của không khí mang theo muối biển, lúc đó các mức độ lộ hở phải được định nghĩa như dưới đây:

XS1	Tiếp xúc với muối trong không khí nhưng không tiếp xúc trực tiếp với nước biển.	Công trình gần với hoặc trên bờ biển
XS2	Ngập chìm thường xuyên trong nước biển	Các phần của công trình biển

XS3	Các vùng thủy triều, sóng đánh tung tóe, vùng phun (spray zones).	Các phần của công trình biển
<b>5. Xâm thực do hiện tượng đóng/tan băng:</b>		
Khi bê tông phải chịu một sự xâm thực đáng kể do các chu kỳ đóng/tan băng trong khi nó đang ẩm ướt, thì các mức độ lộ hở phải được định nghĩa như dưới đây:		
XF1	Sự bão hòa nước ở mức trung bình, không có phụ gia làm tan băng	Bề mặt bê tông thẳng đứng tiếp xúc với nước mưa và sự đóng băng.
XF2	Sự bão hòa nước ở mức trung bình, có phụ gia làm tan băng	Bề mặt bê tông thẳng đứng hoặc công trình đường bộ (road structures) tiếp xúc với sự đóng băng và phụ gia làm tan băng bay trong không khí.
XF3	Sự bão hòa nước ở mức cao, không có phụ gia làm tan băng	Bề mặt bê tông nằm ngang tiếp xúc với mưa và sự đóng băng.
XF4	Sự bão hòa nước ở mức cao, có phụ gia làm tan băng	Đường bộ và sàn cầu tiếp xúc với phụ gia làm tan băng; Bề mặt bê tông tiếp xúc với dung dịch phun trực tiếp chứa phụ gia làm tan băng và tiếp xúc với sự đóng băng; Vùng sóng đánh của công trình biển tiếp xúc với sự đóng băng
<b>6. Xâm thực do hóa chất</b>		
Khi bê tông phải chịu xâm thực do hóa chất trong đất và nước ngầm tự nhiên gây ra, các mức độ lộ hở phải được định nghĩa như dưới đây:		
XA1	Môi trường hóa chất xâm thực nhẹ	Bê tông tiếp xúc với đất nền tự nhiên và nước ngầm phù hợp với Bảng 3 của <b>TCVN P18-470 : 202X</b> .
XA2	Môi trường hóa chất xâm thực mức trung bình	Bê tông tiếp xúc với đất nền tự nhiên và nước ngầm phù hợp với Bảng 3 của <b>TCVN P18-470 : 202X</b> .
XA3	Môi trường hóa chất xâm thực mạnh	Bê tông tiếp xúc với đất nền tự nhiên và nước ngầm phù hợp với Bảng 3 của <b>TCVN P18-470 : 202X</b> .

## TCVN .... : 20XX

Các thông tin bổ sung:

- Loại M của UHPCs không thể xảy ra dưới điều kiện mức độ lộ hở X0.
- Khi thiếu các chỉ dẫn kỹ thuật đặc biệt, những sự phân loại sau đây phải được thực hiện:
  - XC1: Phần cửa nhà/công trình được che chắn khỏi mưa, ngoại trừ những phần đã được phân loại ở mức độ XC3;
  - XC2: Phần cửa nhà/công trình tiếp xúc với nước trong một thời gian dài;
  - XC3: Phần cửa nhà/công trình được che chắn khỏi mưa, nhưng lại không được che chắn kín hoặc tiếp xúc ở mức độ sự ngưng tụ cao đối với cả hai khía cạnh là tần suất và khoảng thời gian;
  - XC4: kết cấu bên trên của cầu, cửa công trình hạ tầng kỹ thuật và cửa nhà không được bảo vệ khỏi mưa, kể cả những phần phải chịu tác động của dòng nước chảy và/hoặc sự sóng sánh nước.
- Khi thiếu các chỉ dẫn kỹ thuật đặc biệt, những sự phân loại sau đây phải được thực hiện:
  - XD1: bề mặt ẩm ướt ở mức độ vừa phải tiếp xúc với clorua trong không khí;
  - XD2: bề bơi hoặc những phần tiếp xúc với nước (thải) công nghiệp và chứa clorua;
  - XD3: phần cửa công trình chịu thường xuyên và rất thường xuyên sóng đánh/nước bắn tung tóe và chứa clorua, thiếu lớp bọc phủ chống thấm bịt kín (sealant coating) để bảo vệ UHPC.
- Khi thiếu các chỉ dẫn kỹ thuật đặc biệt, những sự phân loại sau đây phải được thực hiện:
  - XS1: Bộ phận kết cấu mà nó không tiếp xúc với nước biển mà cũng không lộ hở trước sự phun nước, nhưng lại lộ hở trực tiếp với không khí chứa muối, hoặc là những bộ phận được định vị vượt quá vùng phân loại XS3 và ít nhất cách bờ biển 1 km, đôi khi nhiều hơn, lên tới 5 km phụ thuộc vào địa hình cụ thể.
  - XS2: Công trình biển ngâm chìm lâu dài trong nước biển;
  - XS3: Các bộ phận công trình biển trong phạm vi thủy triều và/hoặc lộ ra trước sự phun nước khi chúng nằm ở vị trí ít nhất cách bờ biển 100 m, đôi khi nhiều hơn, lên tới 500 m phụ thuộc vào địa hình cụ thể.
- Trong trường hợp chịu sự xâm thực của hiện tượng đóng băng-tan băng và trừ khi được quy định một cách cụ thể dựa vào tình trạng bão hòa do sự tiếp xúc dài hạn với nước lỏng (chẳng hạn như, bề mặt nằm ngang hoặc bề mặt khác), các mức độ phân loại lộ hở XF1, XF2, XF3 và XF4 được chỉ ra trong bản đồ cung cấp vùng đóng băng (Hình NA2 của TCVN EN 206/CN và trong Bảng 3 dưới đây, với những chi tiết bổ sung từ tài liệu FD P 18-326. Sự phun muối được coi là “không thường xuyên” khi mức trung bình hàng năm của số lượng ngày xảy ra sự phun muối được ước tính qua khoảng thời gian 10 năm là nhỏ hơn 10, và sẽ được coi là “rất thường xuyên” khi số lượng ngày đó lớn hơn hoặc bằng 30, và được coi là “thường xuyên” khi số lượng ngày đó nằm giữa hai trường hợp này, nghĩa là từ trên 10 ngày đến dưới 30 ngày.

### **Bảng 4.2 – Phân loại Phân loại điều kiện môi trường tiếp xúc theo sự đóng băng và phun muối**



Phun muối Đóng băng	Không	Không thường xuyên	Thường xuyên	Rất thường xuyên
Thấp hoặc vừa phải	XF1	XF1	XF2	XF2*
Nghiêm trọng	XF3	XF3	XF4	XF4

\*Với sự ngoại lệ/không tính đến đối với lòng đường bằng bê tông và các bộ phận công trình xây dựng dân dụng mà chúng rất lộ hở với môi trường và chúng sẽ được phân loại thành XF4.

Các loại mức độ lộ hở bổ sung XH1, XH2 và XH3 từ “Khuyến cáo về việc phòng ngừa sự hư hại do hình thành ettringite trễ” do LCPC xuất bản vào tháng Tám năm 2007 được đưa vào để mô tả mức độ bão hòa nước trong môi trường tức thời bao quanh các phần của công trình.

**CHÚ THÍCH:** Việc lựa chọn mức độ lộ hở/tiếp xúc sẽ dựa vào chỉ dẫn DT003 do một ủy ban về Bê tông của Pháp là Ecole Francaise du Beton biên soạn. Các chỉ dẫn này có thể tải về từ website: [www.egfbtp.com](http://www.egfbtp.com):

- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của kết cấu bê tông đúc tại chỗ hoặc đúc sẵn”
- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của cầu bê tông”
- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của công trình biển và công trình đường sông”
- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của kết cấu thiết bị đường bộ”
- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của đường hầm đường bộ được đào ra”
- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của mương rãnh có nắp đậy, tòa nhà trưng bày, đầu cột (caps), giếng chìm ngập nước/ketxon ngập nước (submerged caissons).
- “Chỉ dẫn lựa chọn mức độ lộ hở của bất kỳ công trình xây dựng dân dụng nào”.

(3) Ngoài những điều kiện trong Bảng 2, các dạng cụ thể về sự xâm thực hoặc tác động gián tiếp cần được xem xét:

Ví dụ sự ăn mòn hóa học do:

- việc sử dụng nhà hoặc công trình (lưu giữ các loại chất lỏng...)
- axit hoặc sunphat trong dung dịch;
- Clo chứa trong bê tông;
- phản ứng kiềm-cốt liệu (alkali-aggregate reactions).

Ví dụ như sự ăn mòn vật lý do:

- sự thay đổi nhiệt độ;
- sự mài mòn;
- sự xuyên thấm nước.

Đối với những ăn mòn vật lý và hóa học, cần tham khảo tới những phần phù hợp của TCVN P18-470 : 202X.

(104) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi

(105) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-2 : 202X.

(106) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-2 : 202X.

### 4.3 Yêu cầu về độ bền lâu

1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(103) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi

### 4.4 Các phương pháp Kiểm tra

#### 4.4.1 Lớp bê tông bảo vệ

##### 4.4.1.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

##### 4.4.1.2 Lớp bảo vệ tối thiểu, $c_{min}$

(1) Không thay đổi

CHÚ THÍCH: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ bằng khoảng cách giữa trục của thanh cốt thép gần nhất với bề mặt của UHPC với bề mặt ngoài của bê tông, trừ đi một nửa đường kính danh nghĩa của thanh cốt thép đó.

(2) Giá trị sẽ được sử dụng chính là  $c_{min}$  lớn nhất là giá trị thỏa mãn được những yêu cầu cả về sự bám dính lẫn điều kiện môi trường.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,p}; 10mm \} \quad (4.2)$$

Trong đó:

$c_{min,b}$  chiều dày lớp bảo vệ tối thiểu theo các yêu cầu về bám dính với cốt thép, xem mục 4.4.1.2 (3);

$c_{min,dur}$  chiều dày lớp bảo vệ tối thiểu theo các yêu cầu về điều kiện môi trường, xem mục 4.4.1.2 (5);

$\Delta c_{dur,\gamma}$  số dư an toàn phụ thêm, xem mục 4.4.1.2 (6);

$\Delta c_{dur,st}$  sự giảm bớt chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu do sử dụng thép không rỉ, xem mục 4.4.1.2 (7);

$\Delta c_{dur,add}$  sự giảm bớt chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu do sử dụng biện pháp bảo vệ bổ sung, xem mục 4.4.1.2 (8);

$c_{min,p}$  chiều dày lớp bảo vệ tối thiểu đối với điều kiện đỡ/đúc UHPC

$$c_{min,b} = \max \{1,5 L_f; 1,5 D_{sup}; \phi\};$$

trong đó:  $L_f$  là chiều dài của những sợi cốt dài nhất đóng góp vào việc bảo đảm tính không giòn (non-brittleness) của UHPC; là kích thước tối đa danh nghĩa của cốt liệu lớn nhất (xem 5.4.3 của **TCVN P18-470 : 202X**), là đường kính của cốt thép, thanh thép ứng suất trước, hoặc đường ống, tùy theo loại nào có thể áp dụng được.

CHÚ THÍCH: Nếu được chứng minh một cách đặc biệt thông qua một sự phân bố cốt sợi đồng đều đầy đủ ở mô hình kiểm soát trong quá trình thử nghiệm về sự phù hợp, thì giá trị  $c_{min,p}$  có thể được giảm xuống nhưng không được nằm dưới mức giá trị  $L_f$ .

(3) Không đổi đối với cốt thép thường;

Giá trị của  $c_{min,b}$  sẽ được sử dụng là:

Đối với ống lồng cho cáp căng sau (post-tensioned ducts):

- Đường ống có tiết diện ngang hình tròn: đường kính của đường ống đó
- Đường ống dẹt: kích thước nhỏ nhất hoặc một nửa của kích thước lớn nhất nếu kích thước đó lớn hơn.

Đối với cốt thép ứng suất trước kéo căng trước: Hai lần đường kính của tao cáp hoặc sợi cáp, hoặc là đường kính của cốt liệu lớn nhất nếu như cốt liệu này lớn hơn cả cốt ứng suất trước.

CHÚ THÍCH: Nếu sử dụng đường ống lồng cho cáp căng sau và nếu được chứng minh một cách đặc biệt thông qua một sự phân bố cốt sợi đồng đều đầy đủ ở mô hình kiểm soát trong quá trình thử nghiệm về sự phù hợp, thì giá trị  $c_{min,p}$  có thể được giảm xuống nhưng không được nằm dưới mức giá trị  $L_f$ .

(4) Đối với các bộ công cụ và neo sử dụng cho việc kéo căng sau, chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu cần được xác nhận tính hợp lệ bằng cách chuyển sang các thử nghiệm đã được sửa lại cho phù hợp từ ETAG013 và được thực hiện phù hợp với Phụ lục S.

(5) Cấp kết cấu được áp dụng cho Nhà và công trình xây dựng dân dụng tiêu chuẩn là S4.

**Bảng 4.3** của TCVN EN 1992-1-1 : 202X không áp dụng; chỉ riêng loại hình kết cấu thay đổi có thể có là những loại hình gắn liền với tuổi thọ thiết kế:

- khi tuổi thọ thiết kế là 100 năm, cấp kết cấu được tăng lên 2 bậc;
- khi tuổi thọ thiết kế là 25 năm hoặc ít hơn, cấp kết cấu được giảm xuống 1 bậc;

Loại hình kết cấu tối thiểu là S1.

Các giá trị  $c_{min,dur}$  sẽ được sử dụng là những giá trị trong Bảng 4.3 (cốt thép thường) và Bảng 4.4 (thép ứng suất trước) được đưa ra dưới đây. Khi một bộ phận kết cấu chịu tác động bởi nhiều loại hình tiếp xúc với môi trường bao quanh, thì phải chọn chiều dày lớp phủ bê tông bảo vệ tương ứng với yêu cầu nghiêm ngặt nhất trong số đó.

**Bảng 4.3 - Các yêu cầu về giá trị chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu  $c_{min,dur}$  về độ bền lâu cho thép cốt**

<b>Các yêu cầu về môi trường đối với chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu <math>c_{min,dur}</math> (mm)</b>							
Loại hình kết cấu	Loại hình/mức độ lộ hở (tiếp xúc với môi trường ngoài) theo Bảng 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	5	10	10	15	15
S2		5	10	10	15	15	20
S3		5	10	15	15	20	20
S4		10	15	15	20	20	20
S5		10	15	20	20	20	25
S6		15	20	20	20	25	25

**Bảng 4.4 - Các yêu cầu về giá trị chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu  $c_{min,dur}$  về độ bền lâu cho thép ứng suất trước**

<b>Các yêu cầu về môi trường đối với chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu <math>c_{min,dur}</math> (mm)</b>							
Loại hình kết cấu	Loại hình/mức độ lộ hở (tiếp xúc với môi trường ngoài) theo Bảng 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	10	15	15	20	20
S2		10	15	20	20	20	25
S3		10	15	20	20	20	25
S4		15	20	20	20	25	25
S5		15	20	20	25	25	30

S6		20	20	25	25	30	30
----	--	----	----	----	----	----	----

(6) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(7) Không thay đổi

(8) Không thay đổi

(9) Phần này cũng thay thế cho mục 4.4.1.2. (109) của phần thiết kế cầu và phần tương ứng của Phụ lục Quốc gia.

Trong trường hợp một loại bê tông hoặc bê tông siêu tính năng (UHPC) đổ tại chỗ, tiếp xúc với các bộ phận khác trong UHPC (đúc sẵn hoặc đúc tại chỗ), thì chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu trong UHPC có liên quan đến bề mặt chung có thể được giảm xuống mức tối đa của giá trị được yêu cầu cho việc bám dính ( $c_{min,b}$  xem mục (3) ở trên) và yêu cầu cho việc tuân thủ với các điều kiện đổ bê tông (concreting conditions) ( $c_{min,p}$ ), miễn là:

- bê tông đó ít nhất cũng thuộc cấp cường độ C25/30;
- độ lộ hồ (tiếp xúc) trước một môi trường bên ngoài là trong một khoảng thời gian ngắn (dưới 28 ngày);
- bề mặt chung của bê tông đã được xử lý (nhám ráp, bám dính chắc, có keo, v.v..).

(10) Không thay đổi

(11) Không áp dụng

(12) Trong trường hợp các cấu kiện UHPC cốt thép hoặc UHPC ứng suất trước tiếp xúc với điều kiện đóng-tan băng (các loại hình XF), thì chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu của UHPC sẽ được xác định bằng việc tham chiếu tới một loại XC hoặc XD bằng cách áp dụng Bảng 6 dưới đây:

**Bảng 4.5 - Loại hình tiếp xúc với bên ngoài sẽ được chấp thuận theo loại hình lộ hồ XF và tần suất xuất hiện sự tạo muối**

Loại hình tạo muối	Loại hình lộ hồ (exposure class)			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Không thường xuyên	XC4	Không áp dụng được	XC4	Không áp dụng được
Thường xuyên	Không thể áp dụng được	XD1, XD2 cho những bộ phận rất lộ hồ/phơi bày ra ngoài*	Không thể áp dụng được	XD2, XD3 cho những bộ phận rất lộ hồ/phơi bày ra ngoài*

Rất thường xuyên	Không thể áp dụng được	Không áp dụng được	Không thể áp dụng được	XD3
*Đối với cầu: đường viền/gờ, dầm có gờ để neo các rào chắn an toàn, biên/gờ của mối nối dẫn nở				

Đối với các bộ phận trong UHPC cốt thép hoặc UHPC ứng suất trước chịu sự xâm thực hóa chất (loại hình XA), thì chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu của UHPC không thể được xác định một cách đơn độc trên cơ sở của loại hình lộ hở XA mà không có một nghiên cứu và kiến thức đặc biệt về các loại hình lộ hở được lựa chọn theo nguy cơ ăn mòn cốt thép hoặc cốt sợi.

(13) Mức độ nghiêm trọng của sự lộ hở (tiếp xúc với môi trường bên ngoài) trước sự mài mòn của một kết cấu hoặc một phần của kết cấu được mô tả bằng các loại hình XM1, XM2 và XM3 theo các TCVN EN 1992-1-1 : 202X và TCVN EN 1992-3 : 202X.

Với những công trình chịu tác động của dòng chảy thủy lực ở các tốc độ và áp lực khác nhau, với sự tác động có thể có của các hạt đặc được mang theo cùng dòng chảy, mức độ nghiêm trọng của sự lộ hở cũng được mô tả bằng các loại hình này. Nguy cơ rủi ro mài mòn phải được đánh giá, phụ thuộc vào mức độ xâm thực gây ra do chỗ lồi ra, do dòng nước, do sự lưu thông chất lỏng bên trong và xung quanh công trình hoặc thành phần được xem xét, do sự cọ xát, và do sự có mặt của cặn lắng hoặc vật liệu mài mòn lơ lửng.

CHÚ THÍCH: Loại hình/mức độ mài mòn XM1 gắn liền với sự mài mòn ở mức vừa phải, như khu công nghiệp phải chịu những sự di chuyển của các phương tiện xe cộ được lắp bánh hơi. Loại hình/mức độ mài mòn XM2 gắn liền với sự mài mòn ở mức đáng kể, như khu công nghiệp phải chịu những sự di chuyển của những xe tải nâng hàng/xe xếp dỡ hàng được lắp bánh hơi hoặc bánh cao su cứng. Cụ thể là, phù hợp với TCVN EN 1992-2 : 202X, đối với sàn cầu đường bộ thô (không có lớp chống thấm nước hoặc lớp kết cấu mặt đường (còn gọi lớp áo đường) thì thường được xếp vào loại XM2. Loại hình/mức độ mài mòn XM3 gắn liền với sự mài mòn ở mức cực độ (extreme abrasion), như khu công nghiệp phải chịu những sự di chuyển của những xe tải nâng hàng/xe xếp dỡ hàng được lắp những bánh xe đàn hồi (elastomer) hoặc bánh xe kim loại (metal tyres), hoặc thiết bị đặt đường ray.

Trong trường hợp sự lộ hở với một rủi ro mài mòn gắn liền một dòng chảy thủy lực, sự tuân thủ với những yêu cầu đã được mô tả trong 5.3.4 của TCVN P18-470 : 202X làm cho bê tông có khả năng bỏ qua được rủi ro này bằng một độ dày lớp bê tông phủ bảo vệ được gọi là “chiều dày hy sinh” (sacrificial thickness).

Trong các trường hợp khác, trừ trường hợp một yêu cầu phù hợp được định rõ bởi người đặt ra quy định theo 5.3.4 của TCVN P18-470 : 202X, điều khoản 4.4.1.2. (13) của TCVN EN 1992-1-1 : 202X được bổ sung bởi Phụ lục Quốc gia, được áp dụng.

(114) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi

(115) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không áp dụng.

#### 4.4.1.3 Dung sai cho phép trong thiết kế

(1) Không thay đổi

(2) Chiều dày lớp bảo vệ danh nghĩa (nominal cover)  $C_{nom}$  cần được sử dụng trong thiết kế và chỉ ra trên bản vẽ trừ khi một giá trị khác với chiều dày lớp bảo vệ danh nghĩa được quy định rõ (chẳng hạn như, giá trị tối thiểu).

(3) Số dư thiết kế cho dung sai thi công  $\Delta C_{dev}$  có thể được giảm xuống tới 5 mm trong trường hợp sau đây:

- Khi việc sản xuất chịu (sự quản lý) của một hệ thống kiểm soát chất lượng mà hệ thống đó bao gồm cả việc đo đạc lớp bảo vệ (cover) trước khi đúc UHPC.

Khi những điều kiện sau đây được thỏa mãn, dung sai thi công  $\Delta C_{dev}$  có thể được giảm xuống tới 0 mm:

- Khi việc sử dụng một thiết bị đo lường rất chính xác để kiểm soát/theo dõi các bộ phận và từ chối những bộ phận không tuân thủ (chẳng hạn như bộ phận đúc sẵn) có thể được đảm bảo;

- Khi việc thiết kế và thi công các bộ phận kết cấu/công trình, kể cả cốt thép của chúng, phải chịu sự quản lý của một hệ thống bảo đảm chất lượng đề cập tới tất cả các giai đoạn của việc thiết kế và thi công và kể đến những yêu cầu sau đây đối với tất cả các loại hình/mức độ lộ hở:

+ Trong giai đoạn thiết kế và thể hiện bản vẽ: có những bản vẽ chi tiết có tỷ lệ lớn đối với cốt thép nhạy cảm (tiết diện ngang của dải, đường ray, tường chắn,...) quy định rõ chiều dày lớp bê tông bảo vệ và ván khuôn;

+ Trong giai đoạn thi công cốt thép: nghiệm thu các thanh cốt thép đã gia công và kiểm tra các kích thước của chúng;

+ Trong giai đoạn lắp đặt khung thép bên trong ván khuôn: có các bản vẽ con kê cốt thép (loại con kê, tần suất xuất hiện, việc gá chặt, v..v); nghiệm thu cốt thép và kiểm tra chiều dày phần bê tông bảo vệ trước khi đúc bê tông;

- Trong giai đoạn đổ UHPC: nếu có thể áp dụng được và có liên quan, chế tạo một mô hình kiểm soát chất lượng

(4) Không áp dụng

## 5 Phân tích kết cấu

### 5.1 Tổng quát

#### 5.1.1 Các yêu cầu chung

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

## TCVN .... : 20XX

- (3) Không áp dụng
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi
- (6) Không thay đổi
- (7) Không thay đổi
- (108) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi

### 5.1.2 Các yêu cầu riêng cho móng

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không áp dụng
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi

### 5.1.3 Các trường hợp tải trọng và tổ hợp tải trọng

- (1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X và (101) của TCVN EN 1992-2 : 202X và Phụ lục Quốc gia của tiêu chuẩn này.

### 5.1.4 Hiệu ứng bậc hai

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

## 5.2 Sai lệch về hình học

- (1) Việc phân tích các bộ phận/cấu kiện và kết cấu phải tính đến những tác động bất lợi của bất kỳ độ lệch nào về kích thước hình học của kết cấu cũng như độ lệch về các vị trí của tải trọng.

CHÚ THÍCH: Độ lệch về kích thước của các tiết diện thông thường được đưa vào tính toán dưới dạng các hệ số riêng liên quan tới các loại vật liệu. Vì thế không cần thiết phải kể đến những khiếm khuyết hình học trong phân tích kết cấu. Độ lệch tâm tối thiểu được cho trong 6.1(4) dùng cho việc thiết kế tiết diện và không liên quan tới việc thiết kế về ổn định.

Đối với việc tính toán ổn định, những sai khác về kích thước hình học được cho dưới đây không được nhỏ hơn 20 mm. Giá trị này có thể được giảm xuống nếu những điều khoản cụ thể được đưa vào tính toán đối với việc thi công.

CHÚ THÍCH: Ví dụ đối với cột, độ lệch tâm tối thiểu đối với sự sai số kích thước hình học có thể được lấy bằng 15 mm trong đó dung sai đã giảm xuống được chấp nhận có liên quan đến dung sai loại 1 của TCVN EN 13670 và được xác định rõ bằng TCVN P18-451.



(2) Không thay đổi

(3) Không áp dụng

**(4) Không thay đổi, kể cả (104) của TCVN EN 1992-2 : 202X**

(5) Những sự sai khác có thể được đại diện bằng một độ nghiêng  $\theta_i$ :

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

Trong đó:

$\theta_0$  là giá trị cơ bản;

$\alpha_h$  là một hệ số giảm bớt cho độ dài hoặc chiều cao:

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{l}$$

Đối với nhà:  $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

Đối với cầu:  $\alpha_h \leq 1$

$\alpha_m$  là một hệ số giảm bớt cho số lượng các cấu kiện/bộ phận:

$$\text{Đối với nhà: } \alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$$

Đối với cầu:  $\alpha_m = 1$

$l$  là một chiều dài hoặc một chiều cao [m], xem (6)

$m$  là số lượng các bộ phận thẳng đứng đóng góp vào tác động tổng thể.

Giá trị  $\theta_0$  sẽ được sử dụng là 1/200. Giá trị này có thể được giảm xuống nếu những điều khoản cụ thể được đưa vào tính toán đối với việc thi công.

CHÚ THÍCH: Ví dụ đối với một trụ (pier),  $\theta_0$  có thể được lấy bằng 1/300 trong đó dung sai đã giảm xuống được chấp nhận có liên quan đến dung sai loại 1 của TCVN EN 13670 và nó sẽ được xác định rõ bằng TCVN P18-451:202X.

**(6) Không thay đổi, kể cả (106) của TCVN EN 1992-2 : 202X.**

(7) Đối với các bộ phận riêng biệt (xem 5.8.1), tác động của những sai khác có thể được đưa vào tính toán theo hai cách thức có thể thay thế cho nhau a) và b):

a) Như một độ lệch tâm  $e_i$  được cho bởi công thức:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

trong đó  $l_0$  là chiều dài tính toán, xem 5.8.3.2.

## TCVN .... : 20XX

Đối với tường và cột đứng độc lập trong các hệ thống có giằng, thì vì sự đơn giản, thì điều luôn luôn có thể được, là chấp nhận  $e_i = l_0/400$ , mà điều này đồng nghĩa với việc  $\alpha_n = 1$ . Giá trị của  $e_i$  có thể được giảm xuống nếu những điều khoản cụ thể được đưa vào tính toán đối với việc thi công.

CHÚ THÍCH: Ví dụ đối với cột,  $e_i$  có thể được lấy bằng  $l_0/600$  trong đó dung sai đã giảm xuống được chấp nhận có liên quan đến dung sai loại 1 của TCVN EN 13670 và nó sẽ được định rõ bằng TCVN P18-451:202X.

b) Như là một lực ngang  $H_i$ , ở vị trí đem lại (dẫn tới) mô men cực đại:

đối với các bộ phận không được giằng (xem Hình 5.1 a1 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X:

$$H_i = \theta_i N \quad (5.3a)$$

đối với các bộ phận được giằng (xem Hình 5.1 a2 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X:

$$H_i = 2 \theta_i N \quad (5.3a)$$

trong đó  $N$  là lực dọc trục.

CHÚ THÍCH: Độ lệch tâm thì phù hợp cho các kết cấu tĩnh định, trong khi tải trọng ngang có thể được sử dụng cho cả hai loại kết cấu tĩnh định và siêu tĩnh. Lực  $H_i$  có thể được thay thế bởi một số tác động ngang tương đương khác.

(8) Không thay đổi

(9) xem 5.2(7) a).

### 5.3 Lý tưởng hóa kết cấu

#### 5.3.1 Các mô hình kết cấu để phân tích tổng thể

(1) Các bộ phận của kết cấu được phân loại theo chức năng và loại hình của chúng như: dầm, trụ, bản sàn, tường, bản móng, vòm, vỏ... Người ta đưa ra các quy tắc để phân tích tiêu chuẩn nhất cho các bộ phận này cũng như kết cấu được hình thành từ việc lắp đặt chúng.

Thông tin bổ sung được cho trong Phụ lục (V.2) của tiêu chuẩn này khi một kết cấu được mô hình hóa sử dụng các cấu kiện hữu hạn mà không nhất thiết bị chia nhỏ thành dầm, trụ, bản sàn,...

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

(6) Không áp dụng

(7) Không thay đổi

### 5.3.2 Số liệu hình học

#### 5.3.2.1 Chiều rộng hữu hiệu của phần cánh dầm

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi, tuy nhiên, bổ sung thêm một CHÚ THÍCH:

CHÚ THÍCH: Chiều rộng hữu hiệu  $b_{eff}$  của bản cánh dầm chữ T là một chiều rộng cực đại. Để tính toán tiết diện ngang của cốt thép bản cánh/cốt thép trượt bên sườn (flange/rib sliding reinforcement), có thể đưa vào tính toán chiều rộng của bản cánh mà chiều rộng đó vừa đủ cần thiết để bảo đảm cường độ của dầm ở các ứng suất uốn cực hạn.

- (4) Không thay đổi

#### 5.3.2.2 Nhịp tính toán của dầm và bản sàn trong kết cấu nhà

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không áp dụng
- (4) Không thay đổi, kể cả (104) của TCVN EN 1992-2 : 202X

### 5.4 Phân tích đàn hồi tuyến tính

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Đối với những ảnh hưởng của biến dạng liên quan đến nhiệt, lún và co ngót tại trạng thái giới hạn cực hạn (ULS), một độ cứng đã giảm bớt có thể được cho phép tương ứng với các tiết diện đã bị nứt, có đưa vào tính toán những sợi cốt bị kéo căng và kể đến tác động từ biến. Đối với trạng thái giới hạn sử dụng (SLS), một sự thay đổi từ từ khi nứt cần được xem xét.

### 5.5 Phân tích đàn hồi tuyến tính có giới hạn phân bố lại nội lực

- (1) Không áp dụng
- (2) Không áp dụng
- (3) Không áp dụng
- (4) Không áp dụng
- (5) Không áp dụng
- (6) Không áp dụng

## 5.6 Phân tích dèo

### 5.6.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi, kể cả (101)P của TCVN EN 1992-2 : 202X

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Bổ sung: Có thể sử dụng phân tích dèo theo phương pháp đường phá hủy (failure lines method) cho bản sàn mỏng cùng với một phân tích theo mô hình giàn ảo.

### 5.6.2 Phân tích dèo cho dầm, khung và bản sàn

(1) Không thay đổi

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không thay đổi

(5) Không áp dụng

### 5.6.3 Khả năng xoay

(1) Không áp dụng

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

### 5.6.4 Phân tích theo mô hình giàn ảo (strut-and-tie models)

(1) Không thay đổi

(2) Không áp dụng

(3) Việc mô hình hóa bằng thanh chống và giằng bao gồm các thanh chống định nghĩa, những thanh chống này đại diện cho vùng mà ở đó các ứng suất nén gây tác động, giằng ở những nơi mà các lực kéo được chịu bởi UHPC gây tác động trong vùng sau nứt cùng với cốt thép thường, nếu phù hợp, và cả những nút liên kết chúng với nhau. Các lực tác động trong những bộ phận này cần được xác định sao cho tại trạng thái giới hạn cực hạn (ULS) chúng tiếp tục cân bằng với những tải trọng đã được đặt vào. Các cấu kiện của mô hình này cần được xác định kích cỡ theo những quy tắc đã đề ra trong 6.5.

(4) Nếu cốt thép thường được lắp đặt, vị trí và hướng của loại cốt thép này cần được làm cho trùng khớp với vị trí và hướng của giằng.

(5) Mô hình giàn ảo phải được định rõ từ ứng suất tĩnh (stress isostatics) và những sự phân bố ứng suất thu được bằng việc áp dụng lý thuyết đàn hồi tuyến tính.

### 5.7 Phân tích phi tuyến

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Đối với kết cấu mảnh có thể sử dụng phương pháp tổng quát đã được mô tả trong 5.8.6 là phương pháp tham chiếu một cách rõ ràng sự ổn định theo ULS. Việc kiểm tra sự ổn định ULS với các hệ số an toàn về cường độ ở trạng thái ULS bỏ qua sự cần thiết phải kiểm tra lại sự ổn định này theo 5.6 (2).

(105) của TCVN EN 1992-2 : 202X và Phụ lục Quốc gia của nó: Không áp dụng

(6) Bổ sung: Thông tin bổ sung được đưa ra trong Phụ lục V của tiêu chuẩn này.

## 5.8 Phân tích hiệu ứng bậc hai với lực dọc trục

### 5.8.1 Các định nghĩa

Không thay đổi

### 5.8.2 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Khi những ảnh hưởng bậc hai được đưa vào tính toán, sự cân bằng và cường độ phải được kiểm tra ở trạng thái bị biến dạng. Các biến dạng phải được tính toán, có tính đến những tác động của nứt thích đáng và những tính chất phi tuyến của vật liệu và từ biến.

(3) Không thay đổi

(4) Những bộ phận chịu uốn theo hướng chính của chúng có tỷ số độ mảnh nhỏ nhất (được định nghĩa theo điều 5.8.3.2) phải thỏa mãn được những quy tắc của điều 5.8.9 (uốn 2 chiều) hoặc điều 5.9 (mất ổn định bên).

CHÚ THÍCH: Nếu tỷ số độ mảnh là tương đương ở cả hai chiều, điều này liên quan tới những bộ phận bị uốn trên mặt phẳng có lực quán tính lớn nhất của chúng.

(5) Không thay đổi

(6) Không áp dụng

### 5.8.3 Các tiêu chí đơn giản hóa đối với hiệu ứng bậc hai

#### 5.8.3.1 Tiêu chí về độ mảnh đối với cấu kiện độc lập

- (1) Không áp dụng
- (2) Không áp dụng

#### 5.8.3.2 Độ mảnh và chiều dài tính toán của cấu kiện độc lập

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi, có bổ sung CHÚ THÍCH sau đây:

CHÚ THÍCH: Sự chú ý tập trung vào thực tế là chiều dài tính toán của những cấu kiện không được giảm, cho bởi công thức (5.16), chịu ảnh hưởng một cách đặc biệt về sự thiếu an toàn thông qua một sự đánh giá không đúng mức về các tính chất đàn hồi).

- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi

(6) Trong những trường hợp khác với các trường hợp đã được kể đến trong (2) và (3) ở trên, chẳng hạn như, trong trường hợp, những cấu kiện mà lực dọc trục và/hoặc tiết diện của chúng thay đổi, chiều dài hiệu quả này có thể được thiết lập trên cơ sở của tải trọng tới hạn (được tính toán bằng một phương pháp số, chẳng hạn):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI / N_B} \quad (5.17)$$

Trong đó:

EI là giá trị đại diện của độ cứng chống uốn

$N_B$  là tải trọng tới hạn biểu thị cho EI này.

(chữ  $i$  từ Phương trình (5.4) cũng nên có sự liên quan tới/gắn liền với EI tương tự này)

(7) Hiệu lực kiểm chế của những tường ngang có thể được kể đến trong tính toán chiều dài tính toán của các tường bằng cách nhân chiều dài tính toán với một hệ số  $\beta$  thu được như dưới đây:

- Đối với tường tự do ở một đầu,  $\beta = 2$ .
- Đối với các tường khác, sử dụng các giá trị được cho bởi Bảng 7 dưới đây.

**Bảng 5.1 - Giá trị của hệ số  $\beta$  trong các điều kiện biên khác nhau của tường**

Sự gắn vào của cạnh	Sơ đồ	Biểu thức	Hệ số $\beta$																		
Trên hai phía			$\beta = 1.0$ với mọi tỷ lệ $l_0/b$																		
Trên ba phía		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_0}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b/l<sub>0</sub></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.2</td><td>0.26</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>0.59</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>0.76</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>0.85</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>0.90</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>0.95</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>0.97</td></tr> <tr><td>5.0</td><td>1.00</td></tr> </tbody> </table>	b/l <sub>0</sub>	$\beta$	0.2	0.26	0.4	0.59	0.6	0.76	0.8	0.85	1.0	0.90	1.5	0.95	2.0	0.97	5.0	1.00
b/l <sub>0</sub>	$\beta$																				
0.2	0.26																				
0.4	0.59																				
0.6	0.76																				
0.8	0.85																				
1.0	0.90																				
1.5	0.95																				
2.0	0.97																				
5.0	1.00																				
Trên bốn phía		<p>If <math>\beta \geq l_0</math></p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_0}{b}\right)^2}$ <p>If <math>\beta &lt; l_0</math></p> $\beta = \frac{b}{2l_0}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b/l<sub>0</sub></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.2</td><td>0.10</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>0.20</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>0.30</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>0.69</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>0.80</td></tr> <tr><td>5.0</td><td>0.96</td></tr> </tbody> </table>	b/l <sub>0</sub>	$\beta$	0.2	0.10	0.4	0.20	0.6	0.30	0.8	0.40	1.0	0.50	1.5	0.69	2.0	0.80	5.0	0.96
b/l <sub>0</sub>	$\beta$																				
0.2	0.10																				
0.4	0.20																				
0.6	0.30																				
0.8	0.40																				
1.0	0.50																				
1.5	0.69																				
2.0	0.80																				
5.0	0.96																				
<p>(A) — Bản sàn nhà</p> <p>(B) — Cạnh tự do</p> <p>(C) — Tường ngang</p>																					

## TCVN .... : 20XX

CHÚ THÍCH: Những thông tin trong Bảng 7 giả thiết rằng tường không có lỗ mở với chiều cao vượt quá  $1/3$  chiều cao  $l_0$  của tường, hoặc diện tích lỗ mở vượt quá  $1/10$  diện tích của tường. Trong những tường bị kiểm chế ngang theo 3 hoặc 4 cạnh với lỗ mở vượt quá những giới hạn này, những phần ở giữa các lỗ mở cần được xem như là chỉ bị kiểm chế bên dọc theo hai phía mà thôi và cần được thiết kế theo điều kiện này.

Các giá trị của  $\beta$  cần được tăng lên một cách thích đáng nếu khả năng chịu lực theo chiều ngang chịu ảnh hưởng bởi hốc rỗng hoặc rãnh máng trên tường.

Một tường ngang có thể được coi như một tường giằng nếu:

- chiều cao tổng cộng của nó không nhỏ hơn  $0,5 h_w$ , trong đó  $h_w$  là chiều cao tổng cộng của tường được giằng.

- nó có cùng chiều dài  $l_w$  như tường được giằng đang xem xét;

- chiều dài của nó  $l_{ht}$  ít nhất cũng tương đương với  $l_0/5$  trong đó  $l_0$  biểu thị chiều cao thông thủy của tường được giằng;

- trong phạm vi chiều dài  $l_{ht}$  tường ngang (đang xem xét) không có lỗ mở nào.

Trong trường hợp một tường được liên kết dọc theo đỉnh và đáy theo cách thức cứng uốn (flexurally rigid manner) nhờ UHPC đổ tại chỗ và cốt thép, để cho các mô men biên có thể được chịu một cách đầy đủ, các giá trị của hệ số  $\beta$  đã cho trong Bảng 5.201 có thể được nhân với hệ số bằng 0,85.

Độ mảnh của tường trong UHPC không cốt thép (UHPC trơn, trừ cốt sợi) đổ tại hiện trường nói chung không nên vượt quá  $\lambda = 86$  (tức là  $l_0 / h_w = 25$ ).

### 5.8.3.3 Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong kết cấu nhà

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

### 5.8.4 Từ biến

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

(3) Không thay đổi

(4) Không áp dụng

(105) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi

### 5.8.5 Phương pháp phân tích

(1) Về nguyên tắc, phương pháp tổng quát trong 5.8.6 dựa vào một phân tích phi tuyến bậc hai được sử dụng.



CHÚ THÍCH: Vì hệ số an toàn được đưa vào trong phương pháp này, việc chứng minh sự ổn định tránh được yêu cầu phải kiểm tra sức bền của các tiết diện với sự ngoại lệ của phương pháp được khuyến cáo trong 5.8.8.2 (3)

(2) Một phương pháp đã được đơn giản hóa dựa vào một độ cứng danh nghĩa được mô tả trong mục 5.8.7, cùng với một biến thể có thể áp dụng được cho các cấu kiện mà sự ứng xử của chúng vẫn còn ở trong miền đàn hồi. Phương pháp này cũng có thể được áp dụng vào kết cấu hoàn chỉnh.

(3) Việc đơn giản hóa hoặc cách thức áp dụng các phương pháp trước đây được nêu ra trong 5.8.8.

### 5.8.6 Phương pháp tổng quát

(1) Phương pháp tổng quát này dựa vào một phân tích phi tuyến bao gồm phi tuyến tính về hình học, tức là hiệu ứng bậc hai.

(2) Không thay đổi

(3) Các mối quan hệ ứng suất-biến dạng của UHPC bị nén cho trong 3.1.5 của tiêu chuẩn này có thể được sử dụng. Trong quan hệ ứng suất-biến dạng cho UHPC cường độ chịu nén phải được thay thế bằng giá trị thiết kế  $f_{cd}$ . Giá trị của mô đun Young sẽ được sử dụng là  $E_{cd}$  được định nghĩa bởi  $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$ .

$\gamma_{CE}$  thì tương đương với: 1.0 trong trường hợp được định nghĩa trong 5.8.7 (6)

1.2 trong các trường hợp khác.

Đối với thép cốt, quan hệ đã cho trong 3.2.7 phải được sử dụng.

Cường độ chịu kéo của UHPC cũng có thể được đưa vào tính toán, phù hợp với 3.1.7, với các quan hệ ứng suất-biến dạng tương ứng, với hệ số định hướng sợi  $K$  và hệ số an toàn cục bộ liên quan tới UHPC chịu kéo  $\gamma_{cf}$ .

CHÚ THÍCH: Phương pháp tổng quát này có thể được sử dụng để tính toán sự ổn định hình dạng dưới tác động của tải trọng ở trạng thái giới hạn cực hạn bằng cách đưa các giá trị thiết kế vào các quan hệ ứng suất-biến dạng của UHPC và cốt thép.

(4) Không thay đổi

(5) Ảnh hưởng có lợi tới biến dạng trung bình về độ dài của một tiết diện kết cấu, vì thế mà ảnh hưởng tới sự chuyển vị, nhờ sự tham gia của UHPC chịu kéo và đã bị nứt có thể được đưa vào tính toán. Đối với UHPC thuộc loại T3\*, không có sự khác biệt nào giữa biến dạng cục bộ hoặc biến dạng trung bình. Đối với các loại bê tông thuộc loại T1\* và T2\*, khi thiếu cốt thép bám dính, quan hệ ứng suất-biến dạng trung bình phải được chấp nhận theo cùng cách thức như với sức kháng cục bộ. Khi thiếu cốt thép bám dính, một biến dạng trung bình ở trung gian giữa UHPC không cốt thép và bê tông cốt thép không có cốt sợi phải được chấp nhận.

CHÚ THÍCH: Ảnh hưởng này là có lợi, và luôn luôn có thể bỏ qua, vì tính đơn giản.

(6) Thông thường, điều kiện cân bằng và khả năng tương thích biến dạng được thỏa mãn trong một loạt tiết diện ngang. Một cách đơn giản hóa khác là chỉ xem xét các tiết diện ngang tới hạn và giả thiết một sự biến thiên có liên quan của độ cong giữa hai đường, ví dụ như tương tự với mô men bậc nhất hoặc được đơn giản hóa bằng một cách thức phù hợp khác (xem 5.8.8).

### 5.8.7 Phương pháp đơn giản hóa dựa trên độ cứng danh định

(1) Phương pháp này áp dụng trong trường hợp đầu tiên vào các cấu kiện riêng biệt mà tiết diện ngang tới hạn của chúng đã biết. Nó bao gồm việc chứng minh sự tồn tại của ổn định ULS (tại trạng thái giới hạn cực hạn) mà không giải thích điều này. Một giá trị độ cứng của cấu kiện được ấn định theo một cách suy diễn. Những ảnh hưởng bậc 2 thừa nhận sự ứng xử giả tuyến tính gắn liền với độ cứng này, lúc đó, sẽ được đánh giá. Tiếp theo, cần phải bảo đảm rằng những biến dạng của tiết diện tới hạn này dưới các lực tổng cộng kể cả ảnh hưởng bậc nhất (mô men  $M_{0Ed}$ ) và ảnh hưởng bậc hai (Mô men  $M_{2Ed}$ ) tương ứng với một độ cứng tối thiểu bằng hoặc lớn hơn giá trị đã ấn định ở trên.

(2) Với một độ cứng đã ấn định ( $EI$ ), các ngoại lực là  $N_{Ed}$  và  $M_{Ed} = M_{0Ed} + M_{2Ed}$ , trạng thái cân bằng của tiết diện ngang tới hạn dưới tác động của những lực này dẫn tới một độ cong bên trong  $1/r_i$ , hoặc một độ cứng  $(EI)_i = M_{Ed} / (1/n)$ . Điều kiện được kể đến trong (1) lúc đó được viết thành:

$$1/n \leq M_{Ed} / (EI) \text{ hoặc } (EI)_i \geq (EI) \quad (5.201)$$

(3) Sự cân bằng bên trong phải được tính toán bằng cách sử dụng các mối quan hệ ứng suất-biến dạng thiết kế (xem 5.8.6 (3)).

(4) Phương pháp này cũng có thể được áp dụng vào kết cấu. Các lực được đánh giá bằng một phân tích tuyến tính bậc hai dựa vào các giá trị độ cứng được ấn định theo nguyên tắc cho từng cấu kiện. Điều kiện (5.201) phải được thỏa mãn cho từng cấu kiện.

(5) Phân tích tuyến tính này có thể được kiểm soát bằng việc sử dụng các phương pháp khác nhau, chẳng hạn như đối với một cấu kiện riêng biệt, đó là công thức khuếch đại của mô men bậc nhất (xem 5.8.8.3).

(6) Trong trường hợp đặc biệt, khi có thể giả thiết rằng sự làm việc của cấu kiện vẫn còn nằm trong miền đàn hồi tuyến tính khi chịu các ứng suất tổng ở trạng thái giới hạn cực hạn ULS,  $N_{Ed}$  và  $M_{Ed}$  (bao gồm những tác động bậc nhất và bậc hai), độ cứng là  $(EI) = (EI)_0$  được tính toán với tiết diện ngang thô của UHPC và Mô đun Young hiệu quả  $E_{cm} / (1 + \varphi_{ef})$ .

Điều này có thể coi là một trường hợp đặc biệt nếu các ứng suất ngoài biên trên tiết diện khi chịu tác động của  $N_{Ed}$  và  $M_{Ed}$ , được xác định bằng một tính toán đàn hồi có xét đến tiết diện ngang thô, đáp ứng yêu cầu:

$$\sigma_{\min} \geq -\alpha \frac{f_{ctk,el}}{\lambda_{cf}} \quad (5.202)$$

$$\sigma_{\max} \leq 0,7f_{cd} \quad (5.203)$$

trong đó:

$$\alpha = 0,7 \frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}} \cdot f_{ctk,el}} \leq 1 \quad (5.204)$$

Nếu hai bất đẳng thức bên dưới thỏa mãn, điều kiện (5.201) cũng được thỏa mãn.

### 5.8.8 Phương pháp dựa trên độ cong danh định

Phần 5.8.8 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X được thay thế hoàn toàn bởi nội dung sau đây.

#### 5.8.8.1 Tổng quát

(1) Phương pháp này cho phép các tính toán trong phương pháp tổng quát (đã nói ở trên) trở thành đơn giản hóa. Nó phù hợp, đầu tiên và trước hết, cho các cấu kiện riêng biệt có một chiều dài tính toán cho trước và tiết diện ngang tới hạn đã biết chịu một lực dọc trục không đổi ở điểm giữa chiều dài  $l_0$  của chúng. Phương pháp này đưa ra một sự phân bố mô men bậc hai dựa vào một hình dạng biến dạng danh nghĩa, mà hình dạng này cho phép mô men bậc hai của tiết diện tới hạn sẽ được tính toán dưới dạng một hàm của độ cong của tiết diện này. Giả thiết về hình dạng biến dạng danh nghĩa cũng có thể được sử dụng trong phương pháp đơn giản hóa ở 5.8.7.

#### 5.8.8.2 Mô men uốn

(1) Mô men thiết kế tương đương với:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.205)$$

trong đó:  $M_{0Ed}$  là mô men thiết kế bậc nhất có tính đến những khiếm khuyết hình học, theo mục 5.2

$M_2$  là mô men bậc hai.

Sự phân bố của  $M_2$  trên chiều dài  $l_0$  có thể được coi là có dạng hình sin, ít nhất cũng là với những cấu kiện có tiết diện ngang không đổi. Mô men cực đại  $M_{Ed}$  phải được định vị tại tiết diện trung bình của chiều dài tính toán  $l_0$ .

(2) Mô men bậc hai  $M_2$  trong công thức (5.205) tương đương với:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.206)$$

trong đó  $N_{Ed}$  là lực dọc trục tác động theo thiết kế.

$e_2$  là độ lệch tâm bậc hai, gắn liền với độ cong  $1/r$  của tiết diện tới hạn theo công thức:  $e_2 = (l_0^2 / \pi^2) (1/r)$

(3) Trong trường hợp các cấu kiện không phải chịu một lực ngang, các mô men đầu mút bậc nhất  $M_{01}$  và  $M_{02}$ , khi chúng khác nhau, có thể được thay thế bằng một mô men bậc nhất không đổi tương đương  $M_{0e}$  được xác định bởi công thức:

$$M_{0e} = 0.6 M_{02} + 0.4 M_{01} \quad (5.207)$$

$M_{01}$  và  $M_{02}$  cần được lấy khi cùng dấu nếu chúng gây ra sự kéo trên cùng phía và lấy ngược dấu khi gây kéo ở hai phía. Ngoài ra, người ta còn giả thiết rằng  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ . Bên cạnh việc thẩm định sự ổn định ở trạng thái ULS với mô men tương đương  $M_{0e}$ , khả năng chịu lực ở trạng thái ULS (giới hạn cực hạn) của mục 2 cũng phải được kiểm tra.

### 5.8.8.3 Công thức khuếch đại cho mô men bậc nhất

(1) Với một độ cứng danh nghĩa (EI) được giả thiết là sẽ biết, tải trọng tới hạn đàn hồi tới hạn được biểu thị dưới dạng:

$$N_B = (\pi^2 / l_0^2) (EI) \quad (5.208)$$

(2) Tổng mô men có thể được tính toán bằng cách sử dụng công thức khuếch đại cho mô men bậc nhất:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \quad (5.209)$$

Công thức này chấp nhận một sự phân bố mô men tổng theo quy luật gần giống đường hình sin.

### 5.8.9 Uốn hai phương

(1) Phương pháp tổng quát được mô tả trong mục 5.8.6 cũng có thể được sử dụng cho trường hợp uốn hai phương. Áp dụng những điều khoản sau đây khi các phương pháp đơn giản hóa được sử dụng. Cần có sự chú ý đặc biệt để nhận biết được tiết diện dọc theo cấu kiện có các tổ hợp tới hạn của mô men.

Với cấu kiện có lực dọc trục không đổi trên toàn chiều dài của nó, các tiết diện ngang có mô men cực đại ở trong mỗi mặt phẳng y và z phải trùng khớp nhau.

(2) Một bước khởi đầu có thể bao gồm việc thực hiện một tính toán phẳng riêng rẽ ở trong mỗi phương chính y hoặc z. Những khiếm khuyết về mặt hình học tương ứng phải được đưa vào tính toán. Mỗi tính toán, với độ lệch tâm bậc nhất  $e_0$  đã được ấn định, đem lại một giá trị  $M_{Ed}$  của tổng mô men tác động kể cả mô men bậc hai và một giá trị  $M_{Rud}$  của sức kháng mô men với sự ổn định ở trạng thái ULS (giới hạn cực hạn), sao cho:

$$M_{Edy} \leq M_{Rudy} \text{ (uốn trong mặt phẳng zx)}$$

$$\text{và } M_{Edz} \leq M_{Rudz} \text{ (uốn trong mặt phẳng xy)}$$

(3) Phương có tỷ lệ độ mảnh lớn nhất  $\lambda_y = l_{0y} / i_z$  (có liên quan đến kích thước  $h$ ) được biểu thị bằng chữ y và phương có tỷ lệ độ mảnh nhỏ nhất  $\lambda_z = l_{0z} / i_y$  (có liên quan đến kích thước  $b$ ) được biểu thị bằng chữ z - xem Hình 5.8.

Không yêu cầu sự kiểm tra bổ sung nào cho những gì của (2) ở trên nếu như tỷ số độ mảnh  $\lambda$  thỏa mãn điều kiện:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \quad (5.210)$$

và nếu các độ lệch tâm tương đối thỏa mãn điều kiện:

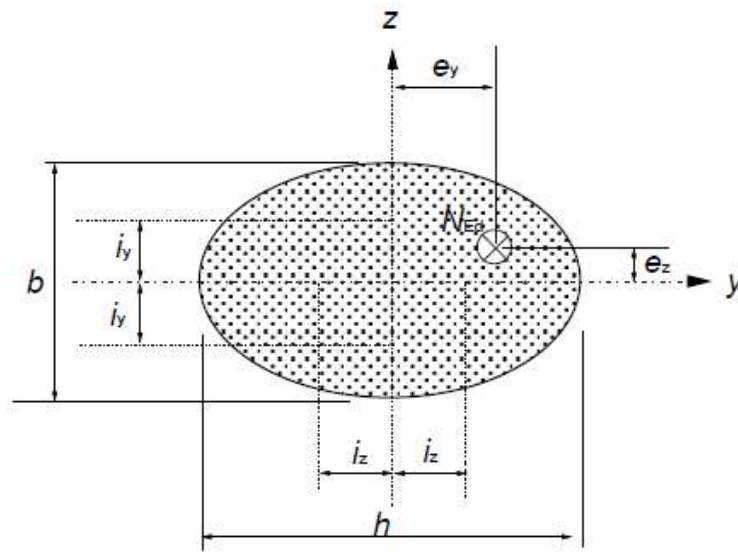
$$(e_y/h_{eq}) / (e_z/b_{eq}) \leq 0,2 \quad (5.211)$$

hoặc 
$$(e_y/h_{eq}) / (e_z/b_{eq}) \geq 5 \quad (5.212)$$

Trong đó  $i_y, i_z$  là các bán kính xoay tròn của các tiết diện trong các phương  $z$  và  $y$

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12}; b_{eq} = i_y \sqrt{12}$$

$$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}; e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$$



Hình 5.1. Định nghĩa về các độ lệch tâm  $e_y$  và  $e_z$

(4) Nếu điều kiện (5.210) được thỏa mãn và các điều kiện (5.211) và (5.212) không được thỏa mãn, hoặc (5.210) không thỏa mãn nhưng điều kiện (5.212) lại được thỏa mãn, việc uốn hai phương được đưa vào tính toán bằng cách lấy tích phân (integrating) những ảnh hưởng bậc hai ở cả hai phương theo tiêu chí đơn giản hóa sau đây:

$$(M_{Edy} / M_{Rudy})^a + (M_{Edz} / M_{Rudz})^a \leq 1 \quad (5.213)$$

## TCVN .... : 20XX

Trong đó  $M_{Edy}$  và  $M_{Edz}$  là các mô men tác động từ các tính toán phẳng đã kể đến trong mục (2), kể cả bậc hai.

$M_{Rudy}$  và  $M_{Rudz}$  là sức chịu mô men ở trạng thái ULS ổn định từ các tính toán phẳng đã kể đến trong mục (2).

Số mũ  $a$  lấy các giá trị sau đây:

-đối với tiết diện tròn hoặc hình elip:  $a = 2$ .

-với tiết diện hình chữ nhật, xem bảng sau.

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a$	1,0	1,5	2,0

với nội suy tuyến tính cho các giá trị trung gian.

$N_{Ed}$  là lực dọc trục thiết kế;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ , khả năng chịu lực dọc trục thiết kế của tiết diện;

$A_c$  diện tích tổng của tiết diện UHPC;

$A_s$  diện tích tiết diện của cốt thép dọc.

(5) Bổ sung: Trong các trường hợp không được dự tính trước trong các mục (3) và (4) ở trên, một tính toán hai chiều sử dụng phương pháp tổng quát phải được thực hiện một cách rõ ràng bằng cách áp dụng những khiếm khuyết vào hai phương một cách đồng thời, thậm chí ở nơi nào mà độ lệch tâm  $e_y$  bằng 0 ở tác động bậc nhất.

(6) Bổ sung: Sự uốn hai phương thường xuyên đi kèm với xoắn. Những tính toán được kể đến trong các điều ở trên giả định rằng, thuật ngữ chuyển vị, do lực xoắn gây ra là có thể bỏ qua được, mà điều này có thể sẽ không đúng đối với các tiết diện của các cấu kiện mỏng hoặc cấu kiện có tỷ lệ  $h/b$  lớn hơn 5. Nói chung, điều cần thiết sẽ là bảo đảm độ cứng chống xoắn không bị giảm xuống đáng kể khi bị các vết nứt do chịu cắt bằng cách kiểm tra, bảo đảm rằng mô men xoắn tại trạng thái ổn định ULS không vượt quá 40% mô men xoắn gây ra nứt khi chịu xoắn thuần túy.

### 5.9 Tính không ổn định ngang của dầm mảnh

(1) Không thay đổi

(2) Khi kiểm tra những dầm không được giằng, một độ võng ngang tương đương với  $l/300$  cần được chấp nhận, trong đó  $l$  là tổng độ dài của dầm, và được xử lý như một khiếm khuyết về hình học. Trong

kết cấu đã hoàn thành, sự giằng/neo được cung cấp bởi các cấu kiện gắn chặt vào dầm đang được xem xét có thể được đưa vào tính toán.

Độ võng/độ lệch bên bằng  $l/300$  có thể được giảm xuống nếu những điều khoản cụ thể được đưa vào tính toán đối với việc thi công.

CHÚ THÍCH: Chẳng hạn như, độ lệch bên có thể được lấy bằng  $l/450$  nơi mà dung sai đã giảm xuống được chấp nhận có liên quan tới dung sai loại 1 (class 1 tolerances) của TCVN EN 13670 và nó sẽ được xác định trong TCVN P18-451.

(3) Không áp dụng

(4) Các ứng suất bậc hai do sự mất ổn định của dầm cần được đưa vào tính toán để tính toán mô men đầu mút đã cố định đầy đủ trong kết cấu chịu tải, kể cả lực xoắn trong đó.

CHÚ THÍCH: Với những dầm có tiết diện mỏng, đại lượng chuyển vị do xoắn có thể không được bỏ qua.

## 5.10 Các cấu kiện và kết cấu ứng suất trước

### 5.10.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

(6) Phá hoại giòn cần được tránh bởi một trong những phương pháp sau đây:

- Tuân thủ với điều kiện không bị giòn (xem mục 9.1 (3));

- Bố trí các thanh căng trước có bám dính;

- Bảo đảm rằng nếu sự hư hỏng/phá hoại sẽ xảy ra do một mức độ tăng tải hoặc là do một sự giảm bớt ứng suất trước dưới tổ hợp tải trọng thường xuyên, sự nứt sẽ xảy ra trước khi khả năng chịu lực cực hạn bị vượt quá.

(106) của TCVN EN 1992-2 : 202X: không thay đổi.

(7) Bổ sung: Khi sự tham chiếu được thực hiện với Phê duyệt Kỹ thuật châu Âu (hoặc Đánh giá Kỹ thuật châu Âu) trong những phần sau đây, thì sự tham chiếu cũng cần được thực hiện với Phụ lục S.

### 5.10.2 Lực ứng suất trước trong quá trình kéo căng

#### 5.10.2.1 Lực căng trước tối đa

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

**5.10.2.2 Giới hạn của ứng suất trong bê tông**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Một giới hạn thấp hơn cần được áp dụng vào cường độ bê tông khi đặt vào hoặc truyền ứng suất trước. Các giá trị tương ứng cho việc kéo căng sau được đưa ra trong Phụ lục S.
- (4) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.
- (5) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

**5.10.2.3 Đo đạc**

- (1)P Không thay đổi

**5.10.3 Lực căng trước**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.
- (3) Không thay đổi
- (4) Không thay đổi

**5.10.4 Tổn hao tức thời của ứng suất trước đối với căng trước**

- (1) Không thay đổi

**5.10.5 Tổn hao tức thời của ứng suất trước đối với căng sau**

**5.10.5.1 Tổn hao do biến dạng tức thời của bê tông**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi

**5.10.5.2 Tổn hao do ma sát**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi
- (4) Không thay đổi

**5.10.5.3 Tổn hao tại đầu neo**

- (1) Không thay đổi



(2) Không thay đổi

#### **5.10.6 Các tổn hao ứng suất trước theo thời gian đối với căng trước và căng sau**

##### **5.10.6.1 Tổn hao ứng suất trước theo thời gian đối với cả trường hợp kéo căng trước và kéo căng sau**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

#### **5.10.7 Xem xét về ứng suất trước trong phân tích**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

(5) Không thay đổi

(6) Không thay đổi

#### **5.10.8 Các ảnh hưởng của ứng suất trước ở trạng thái giới hạn cực hạn (ULS)**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

(3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X và (103) của TCVN EN 1992-2 : 202X.

#### **5.10.9 Các ảnh hưởng của ứng suất trước ở trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn về độ môi**

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X và TCVN EN 1992-2 : 202X.

#### **5.11 Phân tích cho một số cấu kiện kết cấu đặc biệt**

(1) Không thay đổi

(2) Tường giằng là những tường có đóng góp vào sự ổn định ngang của kết cấu.

## **6 Các trạng thái giới hạn cực hạn**

### **6.1 Uốn với trường hợp có hoặc không có lực dọc trục**

(1)P Không thay đổi

(2)P Khi xác định khả năng chịu mô men giới hạn của các tiết diện ngang UHPC (UHPC không cốt thép, UHPC có cốt thép, hoặc UHPC ứng suất trước), những giả thiết sau đây được đưa ra:

- Các tiết diện phẳng vẫn giữ nguyên phẳng;
- Với một trạng thái biến dạng cho trước, ứng suất trong UHPC khi chịu nén hoặc UHPC chịu kéo đều được suy ra từ các sơ đồ đã cho trong 3.1.7;
- Biến dạng trong cốt thép thường có bám dính hoặc thanh căng ứng suất trước có bám dính dù là trong vùng kéo hay trong vùng nén, thì đều có cùng biến dạng với bê tông ở xung quanh chúng;
- Các ứng suất trong cốt thép hoặc thép ứng suất trước đều được suy ra từ các đường cong thiết kế trong 3.2.7 và 3.3.6;
- Biến dạng ban đầu trong thanh căng ứng suất trước được đưa vào tính toán khi đánh giá ứng suất trong những thanh căng.

(3)P Biến dạng trong UHPC chịu nén phải được giới hạn đến  $\varepsilon_{cud}$  theo sơ đồ đã được định nghĩa trong 3.1.7. Các biến dạng trong thép cốt và thép ứng suất trước phải được giới hạn đến  $\varepsilon_{ud}$  (khi có thể áp dụng được); xem 3.2.7 (2) và 3.3.6 (7) tương ứng (cho từng loại thép).

(4) Với tiết diện ngang chịu nén (trừ trường hợp lực ứng suất trước) cần thiết phải giả thiết độ lệch tâm tối thiểu  $e_0 = h/30$  nhưng không nhỏ hơn 20 mm trong đó h là chiều cao của tiết diện.

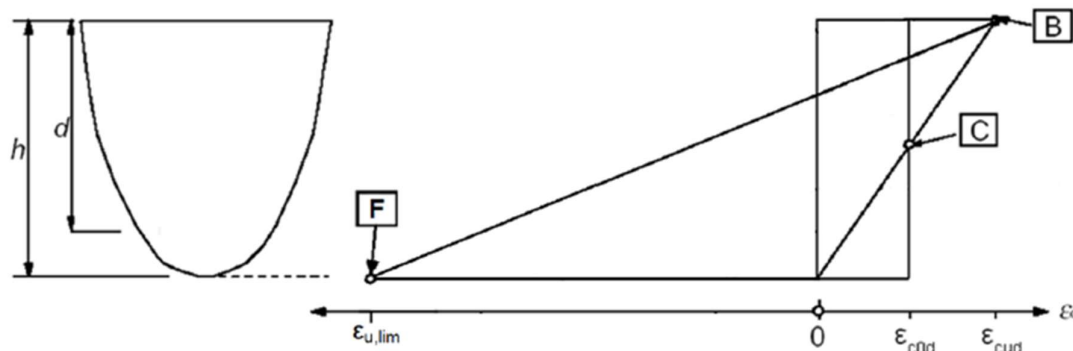
Giá trị độ lệch tâm tối thiểu này có thể được giảm xuống nếu những điều kiện dự phòng cụ thể được đưa vào tính toán xét đến thi công.

CHÚ THÍCH: Chẳng hạn như, giá trị độ lệch tâm tối thiểu có thể lấy bằng giá trị **lớn nhất** giữa  $h/45$  và 10mm nơi mà dung sai đã giảm xuống được chấp nhận có liên quan tới dung sai loại 1 của TCVN EN 13670 và nó sẽ được định rõ bởi **TCVN P18-451**.

(5) Trong những phần của tiết diện ngang chịu tải gần như đúng tâm ( $e_d/h \leq 0,1$ ), chẳng hạn như phần cánh chịu nén của dầm hình hộp, biến dạng nén trung bình ở phần đó của tiết diện cần được giới hạn đến  $\varepsilon_{u0d}$ .

(6) Khả năng chịu lực của tiết diện được tính toán từ sơ đồ biến dạng tuyến tính được kể đến trong một miền được định rõ bởi các biến dạng giới hạn được biết đến như là trục xoay được định rõ dưới đây:

a) Trong trường hợp UHPC không cốt thép, các sơ đồ giới hạn như dưới đây:



**B** - UHPFRC - giới hạn biến dạng nén

**C** - UHPFRC - giới hạn biến dạng nén thuần túy

**F** - UHPFRC - giới hạn biến dạng kéo

**Hình 6.1 – Sơ đồ biến dạng tương đối có thể thừa nhận được ở trạng thái giới hạn cực hạn đối với UHPC không có cốt thép thường**

Điểm B: điểm B liên quan tới biến dạng nén giới hạn  $\epsilon_{cud}$  của UHPC trên thờ chịu nén nhiều nhất của tiết diện.

Điểm C: điểm C liên quan tới biến dạng nén giới hạn  $\epsilon_{c0d}$  của UHPC chịu nén cho phần chỉ do lực dọc trực gây ra.

Điểm F: khi quy luật chịu kéo được lựa chọn để tính toán không có nhánh đi xuống/dốc xuống (chẳng hạn như quy luật truyền thống đối với UHPC loại T3\* hoặc quy luật truyền thống đối với các cấu kiện mỏng), điểm F liên quan tới biến dạng kéo dài giới hạn  $\epsilon_{u,lim}$  của UHPC trên dải chịu kéo nhiều nhất của tiết diện.

**CHÚ THÍCH**: Với các trường hợp khác, khả năng chịu mô men đạt được tương ứng với biến dạng của thờ chịu kéo lớn nhất nhỏ hơn  $\epsilon_{u,lim}$  (lúc đó, điểm F không bao giờ đạt tới).

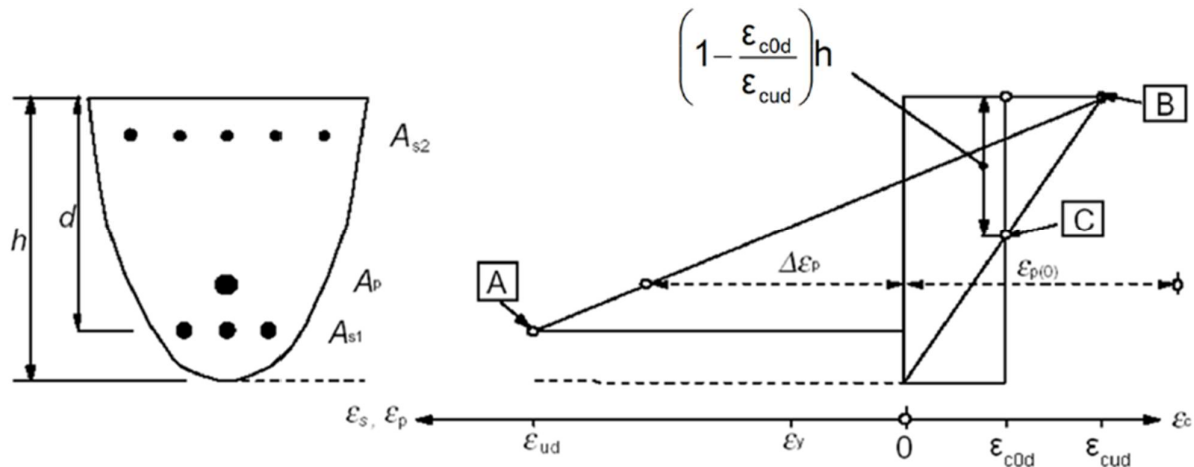
b) Trong trường hợp UHPC có cốt thép và/hoặc có ứng suất trước, các điểm giới hạn như dưới đây:

Điểm A: điểm A liên quan tới biến dạng giới hạn của cốt thép, nếu có thể áp dụng được, tuân theo mục 3.2.7.

**CHÚ THÍCH**: Trong trường hợp một sơ đồ có một đoạn bằng theo phương nằm ngang, điểm A không thể xác định.

Điểm B: điểm C liên quan tới biến dạng co ngắn giới hạn  $\epsilon_{cud}$  của UHPC trên dải chịu nén lớn nhất của tiết diện.

Điểm C: điểm C liên quan tới biến dạng co ngắn giới hạn  $\epsilon_{c0d}$  của UHPC chịu nén cho phần chỉ do lực dọc trực gây ra.



**A** - giới hạn biến dạng kéo của thép cốt (reinforcing steel)

**B** - UHPFRC - giới hạn biến dạng nén

**C** - UHPFRC - giới hạn biến dạng nén thuần túy

Hình 6.2– Sơ đồ phân bố biến dạng có thể thừa nhận được ở trạng thái giới hạn cực hạn đối với UHPC có cốt thép thường và/hoặc có cốt ứng suất trước.

Ngoài ra, đối với tiết diện của cấu kiện mỏng của các cấu kiện UHPC không cốt thép, có cốt thép, hoặc ứng suất trước chịu uốn **kết hợp với** lực dọc trục, **khả năng chịu kéo của UHPC chỉ** có thể được đưa vào tính toán nếu biến dạng kéo trên **dải** trung bình không lớn hơn  $\epsilon_{u,lim} / 2$  trừ **trường hợp đặc biệt được chứng minh**.

(7) Không thay đổi

(8) Không thay đổi, kể cả (108) của TCVN EN 1992-2 : 202X.

**(109) của TCVN EN 1992-2 : 202X**

Để thỏa mãn yêu cầu không bị phá hoại giòn ở trạng thái giới hạn cực hạn ULS từ mục 5.10.1 (5) của TCVN EN 1992-1-1 : 202X với một tiết diện ngang có ứng suất trước đã giảm, phương pháp sau đây cần được áp dụng:

i) Tính toán mô men uốn dưới tác dụng của **tổ hợp các tác động thường gặp**;

ii) Xác định diện tích ứng suất trước đã giảm xuống mà điều này dẫn tới ứng suất kéo đạt tới  $f_{ctm,l}$  tại thớ chịu kéo ở ngoài biên khi tiết diện chịu mô men uốn được tính toán trong mục i) ở trên;

iii) Sử dụng diện tích ứng suất trước đã giảm bớt này, tính toán khả năng chịu uốn tới hạn. Cần được bảo đảm rằng khả năng này vượt quá mô men uốn gây ra do tổ hợp tác động thường gặp. Sự phân bố lại các tác động bên trong trong phạm vi kết cấu có thể được đưa vào tính toán cho sự kiểm tra này và

khả năng chịu mô men cần được tính toán bằng việc sử dụng các hệ số an toàn riêng của vật liệu đối với các tình huống thiết kế **bất thường** đã cho trong Bảng 1 của 2.4.2.4.

## 6.2 Cốt

### 6.2.1 Quy trình kiểm tra tổng quát

#### 6.2.1.1 Tổng quát

(1) Phần 6.2.1 của tiêu chuẩn này thay thế cho 6.2.1, 6.2.2 và 6.2.3 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X và TCVN EN 1992-2 : 202X.

(2) Giá trị thiết kế của lực cắt  $V_{Ed}$  phải nhỏ hơn khả năng chịu cắt  $V_{Rd,total}$ . Khả năng chịu cắt  $V_{Rd,total}$  lấy bằng giá trị nhỏ nhất của  $V_{Rd}$  và  $V_{Rd,max}$

$V_{Rd,max}$  là lực cắt **giới hạn** cho cường độ chịu nén của **dải** bê tông chịu nén trong sơ đồ giàn;

$V_{Rd}$  là **tổng** của ba giá trị khả năng chịu cắt giới hạn  $V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$

$V_{Rd,c}$  là giá trị của thành phần khả năng chịu cắt của UHPC;

$V_{Rd,s}$  là **giá trị của thành phần** khả năng chịu cắt của cốt thép ngang trong sơ đồ giàn;

$V_{Rd,f}$  là **giá trị của thành phần** khả năng chịu cắt của **cốt sợi**.

CHÚ THÍCH: Các thành phần  $V_{ocd}$  và  $V_{td}$  được xác định theo TCVN EN 1992-1-1 : 202X lần lượt là các giá trị thiết kế của thành phần chịu cắt trong trường hợp dải biên giàn chịu nén và chịu kéo nghiêng, chúng không được sử dụng trong tiêu chuẩn này bởi lẽ chúng không **đặc trưng** cho UHPC. Tuy nhiên, chúng lại được sử dụng bằng cách thức tương tự trong các tính toán kết cấu UHPC.

(3) Những điều khoản sau đây liên quan tới các cấu kiện được chất tải trên bề mặt phía trên của chúng. Nếu các tải trọng **tác dụng** từ bên dưới, cốt thép treo thẳng đứng phải được bố trí bổ sung.

(4) Cốt thép dọc chịu kéo cần có khả năng chịu được lực kéo bổ sung phát sinh bởi lực cắt (xem 6.2.1.6).

(5) Trong trường hợp các cấu kiện kết cấu chủ yếu chịu các tải trọng phân bố đều, không cần thiết phải kiểm tra lực cắt thiết kế ở một khoảng cách nhỏ hơn  $h$  tính từ bề mặt tham chiếu của gối tựa đối với những cấu kiện UHPC với cốt thép chịu uốn có bám dính hoặc  $d$  nếu có cốt thép bám dính. Thiết kế của tiết diện này vẫn phù hợp cho tới gối tựa. Cũng cần đảm bảo rằng lực cắt tác động lên gối tựa không vượt quá giá trị  $V_{Rd,max}$  được xác định theo 6.1.2.5.

#### 6.2.1.2 Thành phần $V_{Rd,c}$

(1) Với một tiết diện có cốt thép, **khả năng chịu cắt  $V_{Rd,c}$  của UHPC** được cho bởi công thức:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w d \quad (6.201)$$

trong đó

$$k=1+3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad (6.202)$$

trong đó:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad (6.203)$$

$N_{Ed}$  là lực dọc trục **trên** tiết diện ngang, do **tải trọng bên ngoài** ( $N_{Ed} > 0$  đối với trường hợp chịu nén). Ảnh hưởng của các **biến dạng cưỡng bức** tới  $N_{Ed}$  có thể được bỏ qua.

$A_c$  là diện tích tiết diện ngang của UHPC.

Theo **công thức** (6.202), giá trị của  $\sigma_{cp}$  được giới hạn như dưới đây:

$$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,4 f_{ck} \quad (6.204)$$

Hệ số  $\gamma_E$  là hệ số an toàn được lấy sao cho  $\gamma_{ct} \cdot \gamma_E$  bằng 1,5.

(2) Với một tiết diện ứng suất trước có hoặc không có cốt thép thường, **khả năng chịu cắt**  $V_{Rd,c}$  của UHPC được cho bởi công thức:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w z \quad (6.205)$$

(3) Với một tiết diện không có ứng suất trước và không có cốt thép thường:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{cf} \gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w h \quad (6.206)$$

Trong tất cả các trường hợp:

$f_{ck}$  được tính bằng bằng đơn vị MPa;

$b_w$  là bề rộng nhỏ nhất của tiết diện ngang trong vùng kéo, tính bằng mét (m). Trong trường hợp tiết diện hình tròn có đường kính  $\Phi$ ,  $b_w$  được nên được lấy bằng **0,55 $\Phi$** .

$z$  là cánh tay đòn của các nội lực đối với **cấu kiện** có chiều cao không đổi, tương ứng với mô men uốn trong cấu kiện đang xét.

$d$  là khoảng cách giữa **thứ** chịu nén **lớn** nhất và cốt thép dọc.

CHÚ THÍCH: Các công thức này là **phù hợp** nếu  $z = 0,9d$  và  $d = 7/8h$  trong trường hợp không có cốt thép thường.

### 6.2.1.3 Thành phần $V_{Rd,s}$

**Khả năng chịu cắt** của cốt thép thẳng đứng được cho bởi biểu thức sau đây:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.207)$$

Trong trường hợp mà **cấu kiện** có cả cốt thép đặt nghiêng, **khả năng chịu cắt của cốt thép này** là:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) s \sin\alpha \quad (6.208)$$

$A_{sw}$  là diện tích tiết diện ngang của cốt thép chịu cắt;

$s$  là khoảng cách của khung hoặc cốt thép đai.

$f_{ywd}$  là giới hạn **chảy** của cốt thép chịu cắt.

$\theta$  là độ nghiêng của ứng suất nén **chính với trục dọc của cấu kiện**. Ten-xơ ứng suất được đánh giá từ cạnh đến trọng tâm của tiết diện bằng một tính toán đàn hồi từ các giá trị nội lực được xác định ở trạng thái giới hạn **cực hạn**.

$\theta = 30^\circ$  **cần** được lựa chọn như là giá trị tối thiểu.

$\alpha$  là độ nghiêng của cốt thép so với trục dọc của cấu kiện.

Trong các tiết diện hình tròn có đai xoắn hoặc đai tròn,  $V_{Rd,s}$  nên được giảm bớt 30% để tính tới một thực tế là cốt thép không làm việc trực tiếp theo phương song song với lực cắt, khác với khung.

#### 6.2.1.4 Thành phần $V_{Rd,f}$

(1) **Khả năng chịu cắt  $V_{Rd,f}$  của cốt sợi** được tính theo biểu thức sau đây:

$$V_{Rd,f} = A_{fv} \sigma_{Rd,f} \cot\theta \quad (6.209)$$

Trong trường hợp UHPC loại T1\* hoặc T2\*:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K} \frac{1}{\gamma_{cf}} \frac{1}{w^*} \int_0^{w^*} \sigma_f(w) dw \quad (6.210)$$

$$w^* = \max(w_u; 0,3\text{mm}) \quad (6.211)$$

CHÚ THÍCH:  $\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau khi nứt dọc theo vết nứt do cắt có độ nghiêng  $\theta$ , và vuông góc với vết nứt đó. Số hạng  $A_{fv} \sigma_{Rd,f} \cot\theta$  là hình chiếu của hợp lực song song với lực cắt, tiết diện  $A_{fv}$  là hình chiếu trên tiết diện ngang của vùng nghiêng mà trên đó cốt sợi tác động.

- Với tiết diện hình chữ nhật hoặc tiết diện chữ T,

$$A_{fv} = b_w z \quad (6.212)$$

$z$  là cánh tay đòn của các nội lực đối với **cấu kiện** có chiều cao không đổi tương ứng với mô men uốn tại cùng thời điểm như lực cắt **trên cấu kiện đang xét**. Để tính toán **khả năng chịu cắt** trên một tiết diện có cốt thép mà không có lực pháp tuyến, có thể chấp nhận giá trị **gần đúng**  $z = 0,9 d$ .

- Với một tiết diện hình tròn có đường kính  $\Phi$ ,

$$A_{fv} = 0,58\Phi^2 \quad (6.213)$$

$w_u$  là độ mở rộng vết nứt lớn nhất đạt được ở trạng thái giới hạn cực hạn (ULS) khi chịu uốn với lực dọc trục ở thớ ngoài cùng, khi mô men tác động trong tiết diện này.

Trong trường hợp UHPC thuộc loại T3\*, biểu thức cho  $\sigma_{Rd,f}$  trở thành:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf}} \times \frac{1}{\varepsilon^* - \varepsilon_{el}} \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon^*} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon \quad (6.214)$$

Trong đó:

$$\varepsilon^* = \max(\varepsilon_u; \varepsilon_{u,lim})$$

$\varepsilon_u$  là biến dạng lớn nhất khi tính toán ở trạng thái giới hạn cực hạn (ULS) với uốn kết hợp với lực dọc trục.

$\varepsilon_{el}$  và  $\varepsilon_{u,lim}$  được định nghĩa trong mục 3.1.7.3.1 (7)

Ngoại trừ những cấu kiện có kích thước rất nhỏ, trong các biểu thức (6.210) và (6.214), giá trị K để sử dụng là  $K_{global}$ . Để tính toán lực cắt, một cấu kiện được coi là có kích thước rất nhỏ nếu cả hai kích thước bề rộng  $b_w$  và chiều cao  $h$  đều nhỏ hơn  $5L_f$ , trong đó  $L_f$  là chiều dài của sợi thép dài nhất đóng góp vào việc bảo đảm tính không giòn cho cấu kiện đó.

### 6.2.1.5 Khả năng chịu cắt giới hạn $V_{Rd,max}$

(1) Với những cấu kiện bằng UHPC không có cốt thép chịu cắt, khả năng chịu cắt giới hạn của thanh chống chịu nén là:

$$V_{Rd,max} = 2,3 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta \quad (6.215)$$

$\theta$  là góc nghiêng của ứng suất nén chính so với trục dọc của cấu kiện.

Với những cấu kiện UHPC có cốt thép chịu cắt đặt nghiêng ở góc  $\alpha$ :

$$V_{Rd,max} = 2,3 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} \left[ \frac{V_{Rd,s} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} + V_{Rd,f} \tan \theta \right] \left[ \frac{1}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \right] \quad (6.216)$$

(2) Khi phần bụng dầm có cả ống lồng thép ứng suất trước, cho dù ống có được phun vữa hay không, thì đường kính của đường ống này cũng được trừ đi khỏi bề rộng của dầm  $b_w$ . Bề rộng này phải được thay thế bằng bề rộng danh nghĩa  $b_{w,nom}$  được định nghĩa như dưới đây:

$$b_{w,nom} = b_w - \sum \varphi \quad (6.217)$$



### 6.2.1.6 Lực kéo bổ sung do lực cắt gây ra

(1) Với những **cấu kiện** UHPC không có cốt thép chịu uốn **hoặc chịu cắt**, sự cân bằng của các tiết diện khi chịu uốn phải được minh chứng, với việc đưa vào tính toán độ lệch  $a_i$  của đường cong mô men được định nghĩa trong 9.2.1.3.

(2) Với những **cấu kiện** UHPC có cốt thép chịu uốn nhưng không có cốt thép chịu cắt, cốt thép dọc chịu uốn phải có đủ khả năng kháng lại được lực kéo bổ sung  $\Delta F_{td}$ , gây ra bởi lực cắt  $V_{Ed}$ , được tính toán bằng cách sử dụng biểu thức sau đây:

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \tan\theta) \geq 0 \quad (6.218)$$

(3) Với những **cấu kiện** bằng UHPC có cả cốt thép chịu uốn lẫn cốt thép chịu cắt (cốt thép nằm nghiêng một góc  $\alpha$ ) cốt thép chịu uốn theo chiều dọc phải có đủ khả năng kháng lại được lực kéo bổ sung  $\Delta F_{td}$  được tính toán bằng cách sử dụng biểu thức sau đây:

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed} [V_{Rd,f}(\cot\theta - \tan\theta) + V_{Rd,s}(\cot\theta - \cot\alpha)] / (V_{Rd,s} + V_{Rd,f}) \geq 0 \quad (6.219)$$

(4) Trong mọi trường hợp  $(M_{ed}/z) + \Delta F_{td}$  không nên lớn hơn  $M_{ed,max}/z$ , trong đó  $M_{ed,max}$  là mô men **lớn nhất** theo chiều dọc dầm

### 6.2.1.7 Tải trọng tập trung gần gối tựa

(1) Khi tải trọng được đặt vào bề mặt phía trên của cấu kiện ở một khoảng cách là  $a_v$  từ bề mặt tham chiếu của gối tựa sao cho  $a_v \leq 2,0d$ , lực cắt thiết kế  $V_{Ed}$  phải nhỏ hơn **khả năng chịu cắt**. **Khả năng chịu cắt này lấy** với giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị  $V'_{Rd}$  và  $V'_{Rd,max}$ :

$$V_{Ed} \leq \min(V'_{Rd}; V'_{Rd,max}) \quad (6.220)$$

$$V'_{Rd} = V'_{Rd,c} + V'_{Rd,s} + V'_{Rd,f} \quad (6.221)$$

$V'_{Rd}$  là tổng của 3 khả năng chịu cắt giới hạn, chúng được tính toán theo các biểu thức sau đây theo các mục (2), (3) và (4).

(2) **Khả năng chịu cắt** của UHPC  $V'_{Rd,c}$  được cho bởi biểu thức sau đây:

$$V'_{Rd,c} = \beta' V_{Rd,c} \quad (6.222)$$

Trong đó  $V_{Rd,c}$  được cho trong mục 6.2.1.2

$$\beta' = 3 - a_v / d \quad (6.223)$$

Trong trường hợp không có cốt thép dọc,  $d = 0,9h$ .

(3) **Khả năng chịu cắt** của cốt thép ngang  $V'_{Rd,s}$  được cho bởi biểu thức sau đây:

- Với  $0,5 < a_v/d < 2$

$$V'_{Rd,s} = \frac{1}{1,50} \left[ \left( \frac{a_v}{d} - 0,5 \right) \cot \theta \frac{A_{sw,t}}{s_t} l_t f_{ywd,t} + \left( 2 - \frac{a_v}{d} \right) \frac{A_{sw,l}}{s_l} h_l f_{ywd,l} \right] \quad (6.224)$$

Trong đó:

$A_{sw,t}$  là diện tích tiết diện ngang của một hàng cốt thép ngang;

$s_t$  là khoảng cách giữa các hàng cốt thép ngang.

Tổng diện tích tiết diện của cốt thép ngang ( $A_{sw,t} / s_t$ ). $l_t$  được tính trên một độ dài  $l_t$  trên khoảng  $a_v$  (tính từ tâm khoảng  $a_v$ ), được định nghĩa bằng biểu thức:

$$l_t / d = 0,6 + 0,15(a_v / d) \quad (6.225)$$

$A_{sw,l}$  là diện tích tiết diện ngang của một hàng cốt thép dọc được phân bố trên chiều cao của tiết diện,  $s_l$  là khoảng cách giữa các hàng cốt thép dọc.

CHÚ THÍCH: Để hiểu rõ thêm về khoảng cách  $a_v$ , tham khảo **FD P18-7176.2.1 – (II)**.

Tổng diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc ( $A_{sw,l} / s_l$ )\* $h_l$  tính trên một chiều cao  $h_l$ , được tính từ cốt thép chịu uốn hoặc từ bề mặt bị kéo nếu không có cốt thép, được định nghĩa bằng biểu thức:

$$h_l / d = 0,6 + 0,15(a_v / d) \quad (6.226)$$

$\theta$  cần được giới hạn bởi điều kiện:

$$\cot \theta \leq a_v / d \quad (6.227)$$

Nếu  $\cot \theta$  lớn hơn  $a_v/d$ ,  $\cot \theta$  phải được thay thế bằng  $a_v/d$  trong  $V'_{Rd,s}$  (Biểu thức (6.224)).

Có thể đơn giản hóa việc tính toán bằng cách chấp nhận một sự phân bố theo nguyên tắc giữa **cốt ngang** và **cốt dọc**:

$$\frac{\frac{A_{sw,l}}{s_l} h_l}{\frac{A_{sw,l}}{s_l} + \frac{A_{sw,t}}{s_t} l_t \cot \theta} = 1 - \frac{1}{1,15} \left( \frac{a_v}{d} - 0,5 \right) \quad (6.228)$$

Trong trường hợp tiết diện tròn, tiết diện  $A_{sw,t}$  cần giảm bớt một lượng 30%

- Với  $0 < a_v/d \leq 0,5$ :

$$V'_{Rd,s} = (A_{sw,l} / s_l) h_l f_{ywd,l} \quad (6.229)$$

Trong đó:

$$h_l / d = 1 - 0,65(a_v / d) \quad (6.230)$$

(4) Khả năng chịu cắt của cốt sợi  $V'_{Rd,f}$ , khi chịu uốn với trường hợp có hoặc không có lực dọc trục với một lực nén dọc trục  $N_{Ed}$  được cho bởi các biểu thức sau đây:

- Với  $1,0 < a_v/d \leq 2,0$ :

$$V'_{Rd,f} = A'_{fv} \sigma_{Rd,f} \cot \theta \quad (6.231)$$

Trong đó  $\sigma_{Rd,f}$  được tính toán bởi các công thức (6.210) hoặc (6.214) với giới hạn  $w^*$  hoặc  $\varepsilon^*$  liên quan đến việc tính toán uốn ở trạng thái ULS trong phần đó ở một khoảng cách bằng  $2d$  tính từ gối tựa.

Trong đó:

$$A'_{fv} = b_w h_f \quad (6.232)$$

Chiều cao  $h_f$  được xác định bởi biểu thức sau đây:

$$h_f / d = 0,6 + 0,15(a_v / d) \quad (6.233)$$

$\theta$  cần được giới hạn bởi điều kiện:

$$\cot \theta \leq a_v / d$$

- Với  $0,5 < a_v/d \leq 1,0$ :

$$V'_{Rd,f} = A'_{fv} \sigma_{Rd,f} (a_v / d) \quad (6.234)$$

Trong đó  $A'_{fv}$  được xác định theo (6.232) và vì thế  $h_f$  xác định theo (6.233).

- Với  $0 < a_v/d \leq 0,5$ :

$$V'_{Rd,f} = 0,8(1 - 0,75 a_v / d) A'_{fv} \sigma_{Rd,f} \quad (6.235)$$

Trong đó  $A'_{fv}$  được xác định theo (6.232) và  $h_f$  xác định bởi  $h_f/d = 1 - 0,65 (a_v/d)$ .

Với tiết diện hình tròn, lấy  $b_w = 0,7 \Phi$ .

(5) Khả năng chịu cắt giới hạn  $V'_{Rd,max}$  được xác định như sau:

$$V'_{Rd,max} = 1,14 \psi (\alpha_{cc} / \gamma_c) b_w z_{ck}^{2/3} \quad (6.236)$$

- Với  $1 < a_v/d < 2$ :

$$\psi = \frac{2}{1,5} \cdot \left[ 1 - 0,5 \frac{a_v}{d} + \left( \frac{a_v}{d} - 0,5 \right) \cdot \left[ \frac{\frac{V'_{Rd,s}}{(\cot \theta + \tan \theta)} + V'_{Rd,ft} \tan \theta}{V'_{Rd,s} + V'_{Rd,f}} \right] \right] \quad (6.237)$$

$\theta$  cần được giới hạn bởi điều kiện:

$$\cot \theta \leq a_v / d$$

- Với  $0 < a_v / d < 1$ :  $\psi = 1$

### 6.2.2 Các cấu kiện không yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt

Không áp dụng, xem mục 6.2.1.

### 6.2.3 Các cấu kiện yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt

Không áp dụng, xem mục 6.2.1.

### 6.2.4 Lực cắt giữa sườn và cánh của dầm

(1) Khả năng chịu cắt của phần cánh có thể được tính toán bằng cách xem phần cánh như là hệ thống dải chịu nén được phối hợp với giằng liên kết với UHPC chịu kéo hoặc không có cốt thép chịu kéo.

(2) Không áp dụng.

(3) Không thay đổi, kể cả (103) của TCVN EN 1992-2 : 202X.

(4) Để bảo đảm chịu được lực cắt giữa phần bụng và phần cánh của dầm, bất đẳng thức sau đây phải được thỏa mãn:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \quad (6.238)$$

Trong đó

$$V_{Rd,f} = \frac{h_{fs}}{h_f} \sigma_{Rd,f} \cot \theta_f \quad (6.239)$$

Và

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sfs} \cdot f_{yd}}{h_f \cdot s_f} \cot \theta_f \quad (6.240)$$

$\theta_f$  là góc của các dải chịu nén với phần sườn dầm. Sử dụng giá trị  $\cot \theta_f = 1$  trừ trường hợp ứng suất trước theo phương ngang.

$\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ bê tông sau khi nứt được định nghĩa trong mục 6.2.1.4. Đối với UHPC loại T1\* và T2\*,  $\sigma_{Rd,f}$  được tính toán bằng cách sử dụng  $w^* = 0,3\text{mm}$ .

$h_f$  là chiều dày của phần cánh tại chỗ nối (cánh và sườn);

$h_{fs}$  là chiều cao của phần cánh tác động theo phương thức chịu cắt, xem Hình 6.203;

$A_{sfs}$  là tiết diện ngang của cốt thép ngang chịu cắt;

$s_f$  là khoảng cách giữa các thanh cốt thép ngang chịu cắt.

Như được biểu thị trong biểu thức (6.238), bất kỳ thanh **cốt thép** nào vuông góc với mối nối giữa cánh và sườn được đặt ở vùng được sử dụng để chịu lực cắt theo chiều dọc  $V_{Ed}$  (vùng được định nghĩa bởi chiều cao  $h_{fs}$ ) đều có thể được sử dụng để chịu tất cả hoặc một phần của lực cắt này thông qua **giá trị**  $A_{sfs}$ .

Cũng cần phải kiểm tra các **dải** chịu nén qua Biểu thức (6.241) dưới đây:

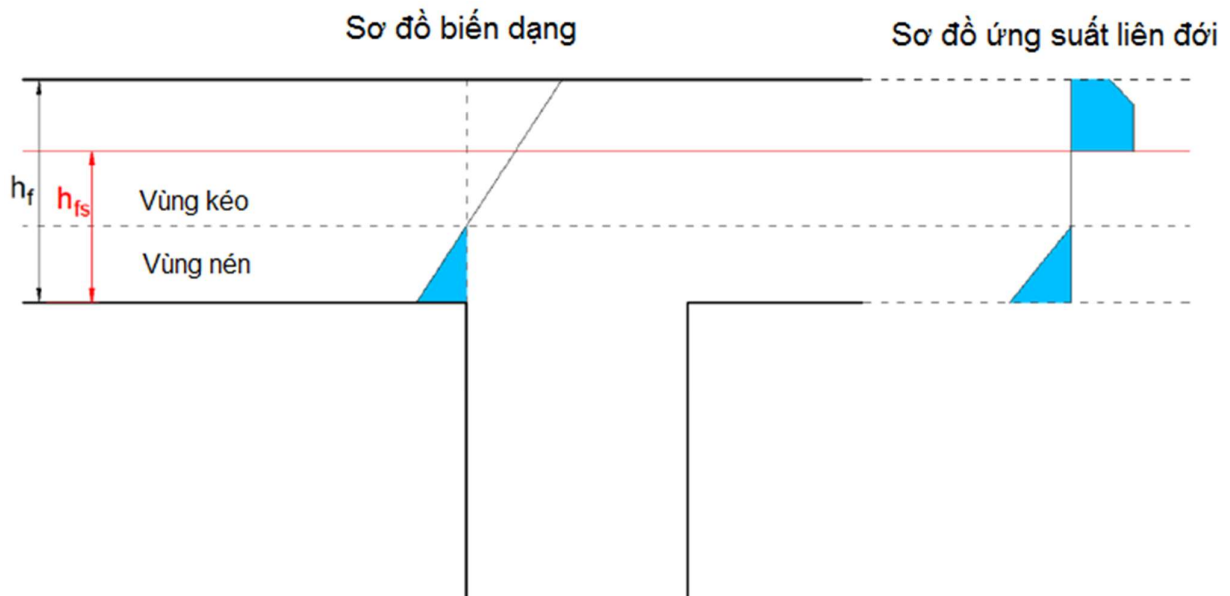
$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (6.241)$$

Trong trường hợp UHPC không cốt thép:

$$V_{Rd,max} = 2,3 \times \alpha_{cc} \frac{f_{ck}^{2/3} \tan \theta_f}{\gamma_c h_f / h_{fs}} \quad (6.242)$$

Với trường hợp UHPC có cốt thép chịu cắt, Biểu thức (6.242) phải được thay bằng biểu thức (6.215) hoặc (6.216).

(5) Khi lực cắt giữa phần cánh và phần sườn được kết hợp với lực uốn theo phương ngang, UHPC chịu kéo nằm ở vùng được sử dụng để chịu lực cắt theo chiều dọc  $V_{Ed}$  (vùng được định nghĩa bởi chiều cao  $h_{fs}$ ) không thể được sử dụng để chịu lực uốn theo phương ngang này. Cốt thép ở cùng vùng này được sử dụng để chịu lực cắt thì cũng không thể được sử dụng để chịu lực uốn theo phương ngang.



Hình 6.3– Sơ đồ mối nối bụng/cánh dầm

(6) Không áp dụng

(7) Không thay đổi

**6.2.5 Lực cắt tại mặt phân cách bê tông đổ ở các thời gian khác nhau**

(1) Tại mặt phân cách giữa hai lượt đổ UHPC khác nhau, không bao gồm các yêu cầu của 6.2.1 tới 6.2.4, bất đẳng thức sau đây cũng phải được kiểm tra:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \tag{6.23}$$

$V_{Edi}$  là giá trị thiết kế của ứng suất cắt ở mặt phân cách, nó được cho bởi công thức:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \tag{6.24}$$

Trong đó:

$\beta$  là tỷ số giữa lực dọc trục trong vùng UHPC mới và tổng các lực theo chiều dọc hoặc ở vùng nén hoặc ở vùng kéo, cả hai đại lượng này được tính toán cho tiết diện được xem xét.

$V_{Ed}$  là lực cắt theo phương ngang;

$z$  là cánh tay đòn của những nội lực trong tiết diện liên hợp;

$b_i$  là bề rộng của bề mặt phân cách (xem các hình vẽ 6.204 và 6.205);

$V_{Rdi}$  là khả năng chịu cắt tại bề mặt phân cách;

Nếu không có sự lổm vào ở bề mặt phân cách:

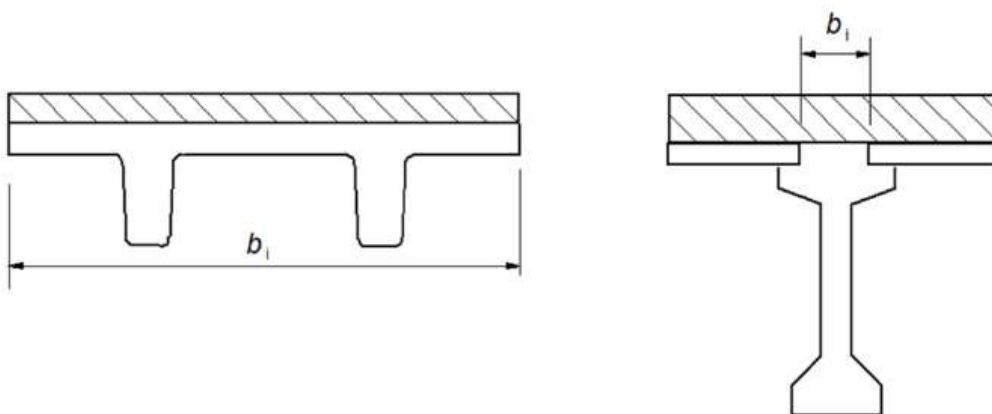
$$V_{Rdi} = c f_{ctk,el}/\gamma_c + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 1,15 \alpha_{cc} f_{ck}^{2/3} / \gamma_c \tag{6.243}$$

Trong đó:

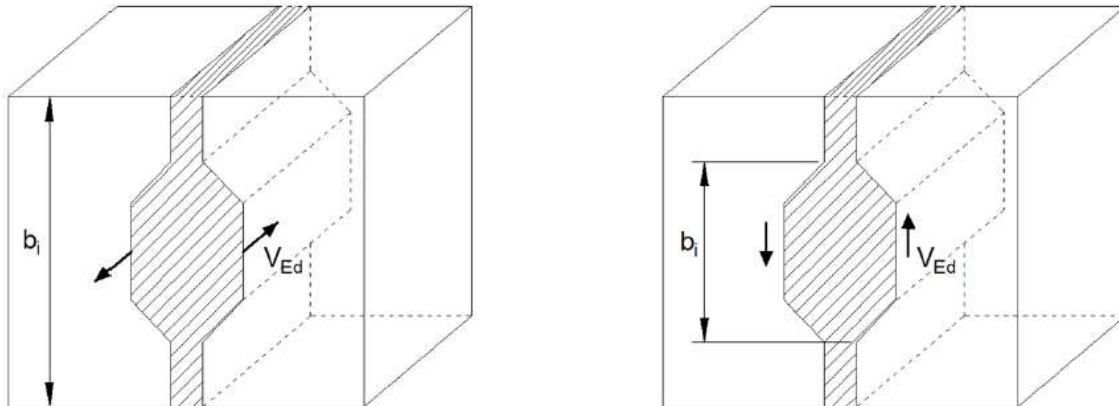
$c$  và  $\mu$  là những hệ số phụ thuộc độ gồ ghề của bề mặt phân cách (xem (2))

$\sigma_n$  là ứng suất gây nên bởi ngoại lực dọc trục tối thiểu ngang qua bề mặt phân cách, mà lực này có thể tác động một cách đồng thời với lực cắt, lấy dấu dương (+) khi nén, sao cho  $\sigma_n < 0.6 f_{cd}$  và lấy dấu âm (-) khi kéo. Khi  $\sigma_n$  là kéo,  $c f_{ctk,el}/\gamma_c$  cần lấy bằng 0.

$$\rho = A_s / A_i$$



Hình 6.4 – Ví dụ về vùng mối nối trong tiết diện liên hợp



Hình 6.5 – Ví dụ về vùng mối nối đổ bê tông

$A_s$  là diện tích cốt thép cắt qua bề mặt phân cách, bao gồm cốt thép chịu cắt thông thường (nếu có), chúng được neo chắc chắn tại cả hai phía của mặt phân cách.

$A_i$  là diện tích của mặt nối.

$\alpha$  được xác định theo Hình 6.9 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X;  $\alpha$  phải được giới hạn sao cho  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

CHÚ THÍCH: Nếu không có lõi lõm (răng cưa) ở bề mặt phân cách, nếu UHPC ở mỗi phía của bề mặt phân cách có các tính chất khác nhau, thì  $V_{Rdi}$  là giá trị khả năng chịu cắt nhỏ nhất.

Trường hợp có sự lõi lõm (răng cưa) ở bề mặt phân cách :

$$V_{Rdi} = c \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_c} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + (0,35\mu + 0,3) \frac{f_{ctfk}}{K \gamma_{cf}} \leq 1,15 \alpha_{cc} \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (6.244)$$

$K$  là hệ số định hướng của các cốt sợi trong vùng răng cưa theo hướng vuông góc với vùng mối nối. Hệ số định hướng này không nhất thiết phải là hệ số định hướng của toàn bộ kết cấu.

Chiều cao của những răng cưa phải thỏa mãn điều kiện:

$$d \geq L_f / 2 \quad (6.245)$$

Chiều dài và bề rộng của những răng cưa phải đáp ứng được những điều kiện sau đây:

$$h_1 \geq 2.L_f \quad (6.246)$$

$$h_2 \geq 2.L_f \quad (6.247)$$

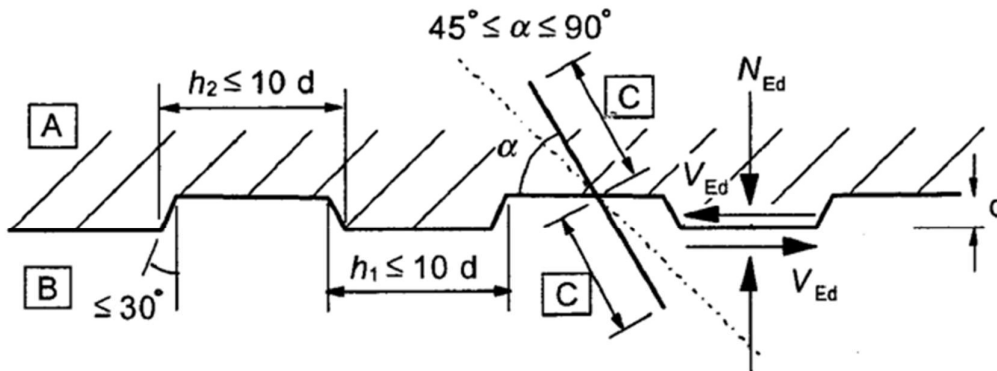
$$b \geq 2.L_f \quad (6.248)$$

$$h_1 \leq 10.d \quad (6.249)$$

$$h_2 \leq 10.d \quad (6.250)$$

Trong đó  $h_1, h_2$  được xác định theo Hình 6.6 dưới đây.

$b$  là bề rộng của răng cưa.



**A** - UHPFRC mới

**B** - UHPFRC cũ

**C** - Neo tiềm năng

Hình 6.6 – Mối nối thi công kiểu răng cưa

CHÚ THÍCH: Cần lưu ý khi đổ UHPC sao cho bê tông phải đổ đầy các răng cưa, còn các cốt sợi thì phải được phân bố và định hướng đúng cách.

(2) Nếu không có thông tin chi tiết, bề mặt bê tông bằng UHPC được phân loại thành dạng rất trơn:  $c = 0,025$  tới  $0,10$  và  $\mu = 0,5$ .

Với những bề mặt UHPC có phần răng cưa đáp ứng được các điều kiện ở trên:  $c = 0,5$  và  $\mu = 1,4$ .

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi, kể cả (105) của TCVN EN 1992-2 : 202X.

(6) Bổ sung: trong trường hợp một mối nối giữa một loại UHPC với một loại bê tông thông thường, khả năng chịu cắt tại bề mặt phân cách được cho bởi Biểu thức (6.25) và TCVN EN 1992-1-1 : 202X, tức là theo giới hạn liên quan tới bê tông thông thường.

Nếu một mạch ngừng thi công có những chỗ lõm, khả năng chịu cắt giữa cấu kiện UHPC (cấu kiện 1) và cấu kiện bê tông thông thường (cấu kiện 2) được biểu thị dưới dạng:

$$V_{Rd} = \text{Min}(v_{Rd,1} \sum i b_{1,i} h_{1,i}; v_{Rd,2} \sum i b_{2,i} h_{2,i}) \quad (6.251)$$

Trong biểu thức này:



$V_{Rd,1}$  là giá trị khả năng chịu cắt của cấu kiện 1,  $V_{Rd,1}$  bị giới hạn bởi giá trị  $1,15 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$

$V_{Rd,2}$  là giá trị khả năng chịu cắt của cấu kiện 2,  $V_{Rd,2}$  bị giới hạn bởi giá trị  $0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$

$b_{1,i}$  là bề rộng chỗ lõm  $i$  của cấu kiện 1;

$h_{1,i}$  là chiều cao chỗ lõm  $i$  của cấu kiện 1;

$b_{2,i}$  là bề rộng chỗ lõm  $i$  của cấu kiện 2;

$h_{2,i}$  là chiều cao chỗ lõm  $i$  của cấu kiện 2;

### 6.3 Xoắn

#### 6.3.1 Tổng quát

(1) Khi sự cân bằng tĩnh của kết cấu phụ thuộc vào khả năng chịu xoắn của cấu kiện, phải thiết kế xoắn cho trạng thái giới hạn cực hạn.

(2) Khi kết cấu là siêu tĩnh, lực xoắn sinh ra chỉ từ việc xem xét tính tương thích và kết cấu không phụ thuộc vào khả năng ổn định của nó khi chịu xoắn, do đó thông thường không cần xem xét lực xoắn ở trạng thái giới hạn cực hạn. Để tránh sự nứt quá mức thì cần thỏa mãn điều kiện không phá hoại giòn đã cho trong mục 9.1(3).

(3) Khả năng chịu xoắn của tiết diện có thể tính toán trên cơ sở một hoặc hơn một tiết diện thành mỏng khép kín, mà với chúng, một chiều dày giả định  $t_{ef}$  được định nghĩa và trong đó sự cân bằng được thỏa mãn bằng dòng cắt kín. Với những tiết diện rỗng, chiều dày thành mỏng giả định không được lớn hơn chiều dày thực tế của thành.

Các tiết diện đặc lõi có thể được mô hình hóa trực tiếp bằng các tiết diện thành mỏng khép kín tương đương. Các tiết diện đặc không lõi, chẳng hạn như tiết diện chữ T, trước hết có thể chia nhỏ thành các tiết diện con, mỗi tiết diện được mô hình hóa bằng cách sử dụng một tiết diện thành mỏng tương đương, khả năng chịu xoắn tổng cộng được lấy bằng tổng các khả năng chịu xoắn của các tiết diện phụ.

(4) Sự phân bố của mô men xoắn tác dụng trên các tiết diện con cần phải tỷ lệ với các độ cứng chống xoắn không có vết nứt.

(5) Từng tiết diện con có thể được tính toán một cách riêng rẽ bằng cách cộng tác dụng các lực cắt do xoắn gây ra với những lực cắt do tác động cắt gây ra. Để thực hiện việc cộng tác dụng các lực cắt cho các loại tiết diện rỗng và tiết diện đặc lõi, thành tiết diện có thể cần phải chia nhỏ thành nhiều tiết diện con. Cũng phải thực hiện sự khác biệt giữa các tiết diện chịu kéo và chịu nén ở trạng thái giới hạn cực hạn (ULS) khi uốn bằng lực dọc trục.

#### 6.3.2 Quy trình thiết kế

(1) Đối với tiết diện rỗng và tiết diện đặc lõi chịu mô men xoắn  $T_{Ed}$ , ứng suất cắt trên thành được tính toán theo biểu thức sau đây:

$$\tau_t t_{ef} = T_{Ed} / 2 A_k$$

Trong đó  $\tau_t$  là ứng suất tiếp tuyến trong thành tiết diện

$t_{ef}$  là chiều dày thành giả định tương đương 1/6 đường kính đường tròn lớn nhất có khả năng sẽ bị nội tiếp trong phạm vi đường đồng mức bên ngoài của tiết diện.

$A_k$  là diện tích bị giới hạn bởi đường tâm của tiết diện ống giả định (bao gồm cả lỗ rỗng).

Trong trường hợp tiết diện đặc không lồi chia nhỏ thành các tiết diện nhỏ, ứng suất cắt trong thành của tiết diện con thứ  $i$ , chịu lực  $T_{Ed,i}$  của mô men xoắn thiết kế, được tính toán bằng biểu thức sau:

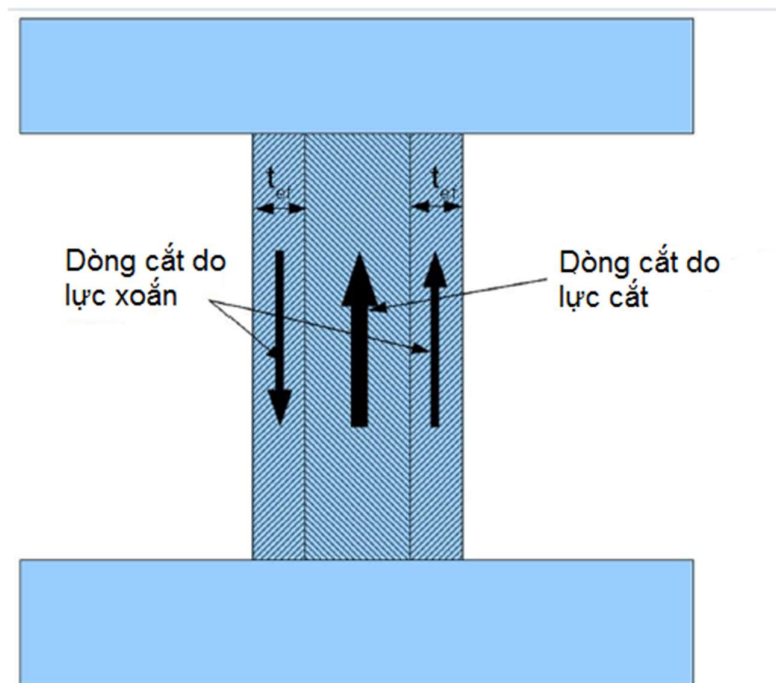
$$\tau_t t_{ef,i} = T_{Ed,i} / 2 A_{ki}$$

Trong đó

$\tau_{ti}$  là ứng suất cắt do xoắn trong thành thứ  $i$

$t_{ef,i}$  là chiều dày giả định của thành tương đương với 1/6 tổng chiều dày của tiết diện con.

$A_{ki}$  là là diện tích bị giới hạn bởi đường tâm của tiết diện ống giả định (bao gồm cả lỗ rỗng).



Hình 6.7 – Dòng cắt do xoắn và do cắt

(2) Các tác dụng xoắn có thể được cộng tác dụng với những tác dụng của lực cắt với giả thiết lấy cùng giá trị góc nghiêng  $\theta$  đối với dải chịu nén. Điều này được đánh giá như đã chỉ ra trong 6.2.1.3 từ việc tính toán ứng suất đàn hồi.

**Bổ sung:** Diện tích  $A_{sw}$  của cốt thép ngang mà cốt thép này có thể bổ sung thêm vào khả năng chịu xoắn của dải biên, có thể được tính toán theo biểu thức sau:

$$t_{ef} \sigma_{Rd,f} + \frac{A_{sw} f_{yd}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cot \theta} \quad (6.252)$$

$\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau nứt đã định nghĩa trong 6.2.1.4 (1). Trong biểu thức này, khả năng chịu xoắn của UHPC được bỏ qua (khác với khả năng chống xoắn của cốt sợi), bằng một cách thức tương tự với khả năng chịu cắt  $V_{Rd,c}$  cho trường hợp chịu cắt, mà việc này được thực hiện vì lý do an toàn.

Trong cấu kiện có tiết diện ngang thuộc dạng đặc không lồi, chẳng hạn như phần bụng của một dầm hình chữ T (Hình 6.207), một chiều dày  $t_{ef}$  có thể được định rõ cho tiết diện ở nơi mà các ứng suất cắt do lực xoắn và do lực cắt là cùng dấu và trên tiết diện đó người ta chấp nhận theo quy ước rằng các cốt sợi chỉ đóng góp vào khả năng chịu mô men xoắn, theo biểu thức (6.252). Người ta chấp nhận theo quy ước rằng các cốt sợi đóng góp vào khả năng chịu cắt ở phần bên trong và ở chiều dày  $t_{ef}$  nơi mà các ứng suất có dấu ngược lại, theo các Biểu thức từ (6.209) đến (6.214) mà trong đó bề rộng tổng cộng  $b_w$  được thay thế bằng một bề rộng đã giảm bớt  $b'_w = b_w - t_{ef}$ . Điều kiện  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$  đã cho trong mục 6.2 phải được thỏa mãn.

Đối với tiết diện rỗng và tiết diện đặc lồi, từng bộ phận của thành  $i$  cần được thiết kế có độ dài  $z_i$  ứng với tổ hợp lực cắt và lực xoắn. Công thức sau đây có thể được áp dụng để kiểm tra từng bộ phận thành:

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed,i} \frac{T_{Ed}}{2A_k} z_i \quad (6.253)$$

$V_{Ed,i}$  là lực tác động song song với bộ phận tường thứ  $i$ , sinh ra từ lực cắt;

Trong đại lượng khả năng chịu cắt  $V_{Rd,f}$  và đối với các loại UHPC thuộc loại T1\* hoặc T2\*, giá trị trung bình của cường độ sau khi nứt  $\sigma_{Rd,f}$  được định nghĩa bởi biểu thức:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K_{global} \gamma_{cf} (w_2^* - w_1^*)} \int_{w_1^*}^{w_2^*} \sigma_f(w) dw \quad (6.254)$$

$w_1^*$ ,  $w_2^*$ : bề rộng vết nứt ở các đầu mút 1 và 2 của chiều dài  $z_i$  của thành hoặc bộ phận của thành được xem xét, chúng phải thỏa mãn điều kiện:

$$w_j^* = \max(w_{uj}, w_{max}) \quad (6.255)$$

$w_{uj}$  là bề rộng vết nứt thiết kế dưới ứng suất do uốn ở trạng thái giới hạn độ bền bao gồm tại các đầu mút  $j=1$  hoặc 2 của chiều dài  $z_i$  và  $w_{max}$  là bề rộng cho phép tối đa của các vết nứt theo 7.3.1.

$K_{global}$ : hệ số định hướng theo hướng vuông góc với thanh chịu nén có góc nghiêng bằng  $\theta_i$ .

Trong trường hợp UHPC thuộc loại T3\*, biểu thức cho  $\sigma_{Rd,f}$  trở thành:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K_{global} \gamma_{cf} (\epsilon_2^* - \epsilon_1^*)} \int_{\epsilon_1^*}^{\epsilon_2^*} \sigma_f(\epsilon) d\epsilon \quad (6.256)$$

(3) Diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc chống xoắn  $\Sigma A_{sl}$  có thể được tính toán theo biểu thức:

$$\frac{A_k \sigma_{Rd,f} + \Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.257)$$

$A_k$  là diện tích của lớp cốt thép trung bình đã được định nghĩa trong 6.3.2 (1).

$\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau khi nứt (post-cracking strength) được định nghĩa bởi công thức trong 6.3.2 (2) ở trên.

Trong phần cánh chịu nén, nếu cốt thép dọc có thể tham gia chịu nén thì lực nén có thể phân bổ một phần cho cốt thép dọc chịu. Trong phần cánh chịu kéo, cốt thép dọc chịu xoắn cần được bổ sung cho các loại cốt khác. Nói chung, cốt thép dọc nên được bố trí trên toàn bộ chiều dài  $z_i$ , nhưng đối với các tiết diện ngang nhỏ, chúng có thể được bố trí tập trung ở các đầu mút của các cạnh bên.

Tương tự như vậy trong phần cánh chịu kéo (của dầm) chịu kéo,  $A_k \sigma_{Rd,f}$  trong (6.257) có thể được giảm bớt để tính đến lực kéo theo phương dọc.

Sự tương tự áp dụng cho sự đóng góp của cốt sợi: có thể giảm bớt sự đóng góp của chúng nếu phần đang xét chịu kéo. Vì thế,  $\sigma_{Rd,f}$  có thể được sử dụng cho cả hai trường hợp chịu kéo và chịu xoắn theo chiều dọc.

Thanh căng ứng suất trước có bám dính có thể được tính đến bằng việc giới hạn sự tăng ứng suất của chúng ở mức  $\Delta\sigma_p < 500$  MPa. Trong trường hợp này,  $\Sigma A_{sl} f_{yd}$  trong Biểu thức (6.257) được thay thế bởi  $\Sigma A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$ .

(4) Khả năng chịu lực của một cấu kiện chịu cắt và xoắn được giới hạn bởi khả năng chịu lực của các dải bê tông chịu nén. Điều kiện sau đây phải được thỏa mãn để không vượt quá khả năng chịu lực này đối với tiết diện đặc:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (6.258)$$

Trong đó:

$T_{Ed}$  là mô men xoắn tính toán;

$V_{Ed}$  là lực cắt thiết kế;

$T_{Rd,max}$  là khả năng chịu mô men xoắn tính toán. Trong trường hợp UHPC không có cốt thép,  $T_{Rd,max}$  được tính bởi công thức sau:

$$T_{Rd,max} = 2,3 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \times 2A_k t_{ef} f_{ck}^{2/3} \tan \theta \quad (6.259)$$

$V_{Rd,max}$  là khả năng chịu cắt tính toán lớn nhất theo Biểu thức (6.215).

Đối với tiết diện rỗng và tiết diện đặc lõi, từng thành cần được thiết kế một cách riêng rẽ ứng với các tổ hợp lực cắt và lực xoắn. Trạng thái giới hạn cực hạn khi nén của dải chịu nén bằng UHPC cần được kiểm tra đối chiếu với khả năng chịu cắt lớn nhất  $V_{Rd,max}$ .

(5) Không áp dụng.

### 6.3.3 Xoắn do vênh

(1) Không thay đổi;

(2) Không thay đổi

## 6.4 Chọc thủng (punching)

(1) Mục 6.4 của tiêu chuẩn này thay thế hoàn toàn 6.4 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

(2) Xem xét một đường đồng mức tại một khoảng cách  $h/2$  từ vùng đặt tải, ứng suất cắt trung bình  $\tau$  trong UHPC phải nhỏ hơn:

$$\tau_{max} = \frac{0,8}{\gamma_{cf}} \text{Min} \left( \frac{f_{ctfk}}{K_{local}}; f_{ctk,el} \right) \quad (6.260)$$

CHÚ THÍCH: Kiểm tra này phù hợp cho cả UHPC không cốt thép, có cốt thép hoặc có ứng suất trước.

## 6.5 Thiết kế theo mô hình giàn ảo

### 6.5.1 Tổng quát

(1) Phần 6.5 của tiêu chuẩn này thay thế hoàn toàn phần 6.5 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

Tại khu vực tồn tại phân bố biến dạng phi tuyến (ví dụ như gối tựa, gần các tải trọng tập trung hoặc ứng suất phẳng) mô hình giàn ảo có thể được sử dụng. Phương pháp giàn ảo này có thể được sử dụng nếu nó được chứng minh rằng các đường lực trong mô hình giàn ảo có liên quan tới các đường lực trong phân tích đàn hồi.

### 6.5.2 Dải chịu nén

(1) Ứng suất lớn nhất trong dải bê tông chịu nén được lấy bằng  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$  khi dải bê tông chịu ứng suất vuông góc dương (+) hoặc bằng 0 và được lấy bằng  $2,3 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$  khi dải bê tông chịu ứng suất vuông góc âm (-) (chịu kéo) để có sự nhất quán với giới hạn  $V_{Rd,max}$  sử dụng trong kiểm tra chịu cắt.

### 6.5.3 Thanh giằng

(1) Thanh giằng có thể bao gồm cốt thép, nhưng cũng có thể được bổ sung thông qua lực ma sát được đóng góp bởi cốt sợi. Trong trường hợp thứ 2, lực trên thanh giằng là  $A_t \cdot \sigma_{Rd,f}$  trong đó  $A_t$  là diện tích của giằng đang xét.

Trong tính toán thanh giằng,  $\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau khi nứt được định nghĩa trong mục 6.2.1.4 (1), được tính toán bằng cách sử dụng  $K_{local}$ . Ngoài ra, đối với UHPC thuộc các loại T1\* và T2\*, ứng suất  $\sigma_{Rd,f}$  được tính toán bằng cách sử dụng  $w^* = 0,3\text{mm}$ .

## TCVN .... : 20XX

CHÚ THÍCH: Trong những trường hợp mà ở đó UHPC được sử dụng trên những vùng rộng, nơi mà một hư hỏng cục bộ sẽ không gây ra một ảnh hưởng đáng kể, có thể tính toán  $\sigma_{Rd,f}$  bằng cách sử dụng  $K_{global}$ .

### 6.5.4 Nút

(1) Khi nút chỉ chịu lực nén, ứng suất lớn nhất tính theo công thức  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$

Khi nút chịu cả lực nén và lực kéo, ứng suất cực đại được tính theo công thức  $f_{cd} = 2,3 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$

### 6.6 Neo và nối chồng

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

### 6.7 Diện tích chất tải cục bộ

(1) Không thay đổi

(2) Khi tải trọng phân bố đều trên diện tích  $A_{c0}$  (xem Hình 6.29 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X), khả năng chịu lực tập trung có thể xác định như sau:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \frac{0,46f_{ck}^{2/3}}{1+0,1.f_{ck}} f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot \frac{0,46f_{ck}^{2/3}}{1+0,1.f_{ck}} f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.261)$$

Trong đó:

$A_{c0}$  là diện tích bị chất tải;

$A_{c1}$  là diện tích phân bố tính toán lớn nhất một hình dạng tương tự với  $A_{c0}$ ;

(3) Không thay đổi;

(4) Lực kéo theo chiều ngang do tác dụng tải trọng phải được chịu bởi UHPC và phân phối một phần lực kéo sang cho cốt thép chịu nếu phù hợp (nếu cốt thép được bố trí chịu lực kéo).

(105) Vùng gối tựa đối với công trình xây dựng dân dụng cần được thiết kế bằng cách sử dụng những phương pháp đã được thừa nhận.

CHÚ THÍCH: Thông tin bổ sung có thể được tìm thấy trong Phụ lục J.

### 6.8 Môi

#### 6.8.1 Các điều kiện kiểm tra

(1)P Không thay đổi

(2) Việc kiểm tra môi phải được tiến hành đối với các kết cấu và các bộ phận kết cấu chịu tải trọng theo chu kỳ đều đặn.

Những kết cấu sau đây được bỏ qua việc kiểm tra môi:

- Kết cấu tiêu chuẩn, trừ những kết cấu có cấu kiện mảnh trên mặt dựng;
- Nền móng, tường chắn đất và tường trong đất;
- Kết cấu được ngàm tối thiểu 1m trong đất;
- Cột và trụ không được liên kết cứng với kết cấu bên trên, trụ cầu không được liên kết cứng với sàn cầu;
- Vòm và mố cầu, trừ mố cầu rỗng

(3) Cường độ chịu mỗi được kiểm tra bằng việc thỏa mãn tiêu chí về ứng suất dựa vào:

- Miền và/hoặc cường độ chịu nén **lớn nhất** của UHPC chịu nén;
- Ứng suất kéo **lớn nhất** của UHPC;
- Ứng suất cắt **lớn nhất** của UHPC;
- Miền và/hoặc ứng suất thép cốt lớn nhất, nếu có thể áp dụng được;
- Miền biến thiên trong ứng suất của các thanh căng ứng suất trước, nếu có thể áp dụng được.

Những sự bố trí sau đây được cho rằng sẽ đảm bảo cường độ chịu mỗi của UHPC hoặc cốt thép, một cách độc lập với số lượng chu kỳ tải trọng lặp:

- UHPC bị nén, khi  $\sigma_c < 0,6 f_{ck}$  dưới tác dụng của tổ hợp SLS đặc trưng;
- Cốt thép chịu kéo trong các tiết diện UHPC có cốt thép, khi  $\sigma_c < 300 \text{ MPa}$  dưới tác dụng của tổ hợp SLS đặc trưng;
- Thanh căng ứng suất trước và cốt thép thường, tại những vùng mà ở đó thớ biên của tiết diện UHPC vẫn chịu nén dưới tổ hợp tác động thường gặp với  $P_m$ ;
- Cốt thép chịu cắt, nơi mà cốt thép đã được tính toán ở trạng thái giới hạn cực hạn sử dụng sơ đồ dải bê tông chịu nén ở góc nghiêng  $\theta$  sao cho  $1,0 \leq \cot\theta \leq 1,5$ ;

### 6.8.2 Các nội lực và ứng suất để kiểm tra môi

(1)P Tính toán ứng suất phải dựa trên giả thiết tiết diện có vết nứt. Sự đóng góp của UHPC chịu kéo phải được kể đến, bằng việc sử dụng quy luật ứng suất-biến dạng ở trạng thái giới hạn sử dụng đã được mô tả trong 3.1.7.3. Ứng suất trong UHPC và bất kỳ cốt thép nào, nếu có thể áp dụng được, phải được tính toán bằng việc giả thiết về tính tương thích của biến dạng.

(2)P Ảnh hưởng của sự làm việc bám dính khác nhau của thép ứng suất trước và cốt thép phải được đưa vào tính toán bằng cách tăng miền ứng suất trong cốt thép với giả thiết về khả năng bám dính tốt hơn bằng hệ số  $\eta$ :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\phi_s / \phi_p)}} \quad (6.64)$$

Trong đó:

$A_s$  là diện tích cốt thép;

$A_p$  là diện tích thanh căng hoặc các thanh căng ứng suất trước;

$\phi_s$  là đường kính thực tế hoặc đường kính tương đương của cốt thép;

$\phi_p$  là đường kính thực tế hoặc đường kính tương đương của thanh căng ứng suất trước;

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$  đối với bó cáp;

$\phi_p = 1,75 \phi_{wire}$  đối với tào cáp 7 sợi đơn, trong đó  $\phi_{wire}$  là đường kính sợi;

$\phi_p = 1,20 \phi_{wire}$  đối với tào cáp 3 sợi đơn, trong đó  $\phi_{wire}$  là đường kính sợi;

$\xi$  là tỷ số cường độ bám dính giữa thanh căng bám dính và cốt thép cường độ cao trong UHPC. Giá trị này lấy theo tài liệu thích hợp của Tổ chức phê chuẩn kỹ thuật châu Âu. Khi không có các giá trị đó, có thể sử dụng các giá trị nêu trong Bảng 6.1.

**Bảng 6.1 - Tỷ số cường độ bám dính,  $\xi$ , giữa thanh căng và cốt thép**

Thép ứng suất trước	$\xi$	
	Căng trước	Căng sau có bám dính
Thép thanh trơn và sợi thép	0,35	0,11
Tào cáp	0,6	0,18
Sợi thép có khía	0,7	0,22
Thép thanh có gờ	0,8	0,24

Đường kính tương đương  $\phi_{e'q}$  của một nhóm thanh cốt thép có thể được tính như sau:

$$\phi_{e'q} = \sqrt{\sum \phi_i^2 / \sum \phi_i} \quad (6.262)$$

Trong đó  $\phi_i$  là đường kính của cốt thép  $i$  trong nhóm;

(3) Không thay đổi

### 6.8.3 Tổ hợp các tác động

(1) Không thay đổi



(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

#### 6.8.4 Quy trình kiểm tra đối với cốt thép và thép ứng suất trước

(1) Không thay đổi, kể cả Phụ lục Quốc gia

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi, kể cả Phụ lục Quốc gia

(6) Không thay đổi

(107) Không thay đổi

#### 6.8.5 Kiểm tra bằng cách sử dụng miền ứng suất tương đương gây hư hỏng

(1) Thay vì kiểm tra chi tiết về cường độ hư hỏng theo mục 6.8.4, việc kiểm tra về độ mỏi của cốt thép trong các trường hợp tiêu chuẩn với tải trọng đã biết (ray và cầu) có thể được thực hiện bằng việc sử dụng miền ứng suất tương đương gây hư hỏng như đã được mô tả trong mục 6.8.5 (3).

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

#### 6.8.6 Các kiểm tra khác

(1) Không thay đổi, kể cả Phụ lục Quốc gia

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi, kể cả Phụ lục Quốc gia

#### 6.8.7 Kiểm tra bê tông siêu tính năng (UHPC)

(1) Không áp dụng

(2) Việc kiểm tra mỏi đối với UHPC khi chịu nén có thể được thừa nhận, nếu điều kiện sau đây được thỏa mãn:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{ck}} \leq 0,4 + 0,4 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{ck}} \quad (6.263)$$

Trong đó:

$\sigma_{c,max}$  là ứng suất nén lớn nhất dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường gặp (nén được lấy dấu dương);

$\sigma_{c,min}$  là ứng suất nén nhỏ nhất trong cùng hướng. Nếu ứng suất nhỏ nhất này là ứng suất kéo, thì  $\sigma_{c,min}$  cần lấy bằng 0.

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

(5) **Bổ sung:** Có thể thừa nhận rằng cường độ chịu mỏi của UHPC chịu kéo là thỏa mãn nếu ứng suất kéo pháp tuyến ở trạng thái giới hạn sử dụng được giới hạn ở mức 0,95 min ( $f_{ctk,el}$ ;  $f_{ctfk}/K$ ) đề cập đến cả hai trường hợp, đó là **tổ hợp tác động thường gặp** cho việc thiết kế bền vững qua khoảng thời gian dài và **tổ hợp** tải trọng đặc trưng gắn liền với các giai đoạn thi công.

(6) **Bổ sung:** Có thể thừa nhận rằng cường độ chịu mỏi của UHPC chịu cắt là thỏa mãn nếu tổng các ứng suất cắt do lực cắt và lực xoắn gây ra ở trạng thái giới hạn sử dụng được giới hạn ở mức 0,95 min ( $f_{ctk,el}$ ;  $f_{ctfk}/K$ ) đề cập đến cả hai trường hợp, đó là **tổ hợp tác động thường gặp** cho việc thiết kế bền vững qua khoảng thời gian dài và **tổ hợp** tải trọng đặc trưng gắn liền với các giai đoạn thi công.

## 7 Trạng thái giới hạn sử dụng

### 7.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Trong tính toán ứng suất và độ võng, tiết diện ngang được giả thiết là không có vết nứt, miễn là ứng suất kéo khi uốn không lớn hơn  $f_{ctk,el}$ ;

(3) **Bổ sung:** Các quy tắc tính toán đã cho trong 3.1.7 (được định nghĩa với các giá trị ứng suất đặc trưng) được sử dụng cho việc kiểm tra ứng suất đã được mô tả trong 7.2 (chủ yếu trong cốt thép).

Để kiểm tra bề rộng vết nứt theo 7.3, các quy tắc tính toán có sử dụng “giá trị trung bình” đã định nghĩa trong 3.1.7.3.1 (9) được sử dụng với sự ngoại lệ của UHPC loại T2\* nơi các giá trị đặc trưng vẫn được giữ lại.

(4) **Bổ sung:** Việc tính toán ứng suất phải được thực hiện bằng việc kể đến sự đóng góp của UHPC chịu kéo phù hợp với các **quy tắc** về ứng suất – biến dạng ở trạng thái SLS đã được mô tả trong 3.1.7.3. Ứng suất trong UHPC và bất kỳ cốt thép nào, nếu có thể áp dụng được, phải được tính toán bằng việc giả thiết về **tính** tương thích của biến dạng. Đối với UHPC có cốt thép và UHPC ứng suất trước, khi tính toán ứng suất cũng phải đưa vào tính toán các hệ số bám dính giữa UHPC và cốt thép đã cho trong mục 6.8.2.

### 7.2 Giới hạn ứng suất

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X và **(102) của TCVN EN 1992-2 : 202X;**

(3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X;

(4) Không thay đổi;

(5) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X;

CHÚ THÍCH: Chỉ thuật lại rõ ràng trường hợp mà trong đó UHPC kết hợp với cốt thép hoặc thanh căng ứng suất trước. Nơi nào mà UHPC kết hợp với cốt thép có bám dính, giới hạn ứng suất của loại cốt thép này không bỏ qua sự cần thiết phải kiểm tra bề rộng vết nứt và độ võng.

(6) **Bổ sung:** đối với UHPC không cốt thép (loại cốt thép thường) và không ứng suất trước, không cần thiết phải xem xét giới hạn ứng suất kéo khác cho UHPC cốt sợi ngoài giới hạn do giới hạn về bề rộng vết nứt đã cho trong 7.3 gây ra (tức là chỉ cần xem xét giới hạn gây ra bởi giới hạn về bề rộng vết nứt);

(7) **Bổ sung:** Trong trường hợp uốn với lực dọc trục, với một lực kéo dọc trục trên một **cấu kiện** mỏng, biến dạng kéo bên cạnh đường tâm không được lớn hơn  $\varepsilon_{lim}/2$  trừ khi được chứng minh khác đi.

### 7.3 Kiểm soát vết nứt

#### 7.3.1 Các vấn đề chung

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Giá trị giới hạn của chiều rộng vết nứt  $w_{max}$  được cho trong Bảng 7.1 dưới đây.

**Bảng 7.2 – Giá trị khuyến nghị của  $w_{max}$  (mm)**

Loại môi trường tiếp xúc	Cấu kiện UHPC có cốt thép và Cấu kiện UHPC ứng suất trước với thanh căng không bám dính	Cấu kiện UHPC ứng suất trước với thanh căng có bám dính	Cấu kiện UHPC không có cốt thép và không có ứng suất trước	
			Tổ hợp tải trọng đặc trưng	Tổ hợp tải trọng thường gặp
X0, XC1	0,3	0,2	0,3	0,3
XC2, XC3, XC4	0,2	0,1	0,2	0,1

XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3	0,1	Giới hạn ứng suất kéo ở mức 2/3 $\min(f_{ctm,el},$ $f_{ctfm}/K_{global})$	0,1	0,05
--------------------------------	-----	--	-----	------

(6) Không thay đổi

(7) Không thay đổi

(8) Khi sử dụng mô hình giàn ảo với dải chịu nén hướng theo các quỹ đạo ứng suất nén ở trạng thái không có vết nứt, có thể sử dụng các lực trong các thanh giằng từ những ứng suất trong cốt thép tương ứng, nếu có thể áp dụng được, để tính toán bề rộng vết nứt.

(9) Không áp dụng

(110) Đối với các cấu kiện UHPC, vết nứt do cắt phải được khống chế bằng cách áp dụng Phụ lục QQ. Sự kiểm tra này liên quan tới kết cấu hạ tầng kỹ thuật nhưng nói chung là không cần thiết với kết cấu nhà.

### 7.3.2 Diện tích cốt thép tối thiểu

(1) Các cấu kiện UHPC không yêu cầu một số lượng tối thiểu cốt thép để khống chế vết nứt. Việc khống chế nứt được giả thiết là sẽ được dự phòng nhờ những bước kiểm tra trong 3.7.4 và nhờ vào đặc trưng dẻo dai khi chịu kéo của UHPC đã được đề cập đến trong tiêu chuẩn này (xem mục 1.1 (4)).

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

### 7.3.3 Kiểm soát vết nứt không cần tính toán trực tiếp

(1) Không áp dụng

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

(5) Không áp dụng

### 7.3.4 Tính toán chiều rộng vết nứt

(1) Mục 7.3.4 của tiêu chuẩn này thay thế hoàn toàn 7.3.4 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X. Mục 7.3.4 sẽ chỉ áp dụng vào các cấu kiện dày bằng UHPC thuộc loại T1\* và T2\*. Việc Kiểm tra chiều rộng vết nứt là không cần thiết đối với cấu kiện mỏng và UHPC thuộc loại T3\*.

(2) Đối với UHPC không cốt thép, bất đẳng thức sau đây phải được thỏa mãn:

$$w_{t,a} = \left( \varepsilon_{t,a} - \frac{f_{ctm,el}}{K.E_{cm}} \right) \cdot L_c \leq w_{max} \quad (7.201)$$

Trong đó:

$\varepsilon_{t,a}$  là giá trị biến dạng lớn nhất (như một giá trị tuyệt đối) là kết quả từ một tính toán cân bằng tiết diện mà trong đó, các quy tắc của UHPC là quy tắc tính toán trung bình ở trạng thái sử dụng (xem 3.1.7.3 (9)).

Đối với UHPC loại T2\*, biến dạng  $\varepsilon_{t,a}$  là kết quả từ một tính toán cân bằng tiết diện sử dụng quy tắc tính với các giá trị ứng suất đặc trưng và  $f_{ctm,el}$  sẽ được thay thế bằng  $f_{ctk,el}$  trong biểu thức (7.201).

Hệ số định hướng  $K_{global}$  liên quan đến hướng theo chiều dọc.

$w_{max}$  là chiều rộng vết nứt tính toán giới hạn đã cho trong Bảng 7.201.

$L_c$  là chiều dài đặc trưng:  $L_c = 2/3 \cdot h$  trong đó  $h$  là chiều cao của tiết diện.

(3) Đối với UHPC có cốt thép, hoặc UHPC ứng suất trước, bất đẳng thức sau đây phải được thỏa mãn:

$$w_{t,b} \leq w_{max} \quad (7.202)$$

Trong đó:

$w_{max}$  là chiều rộng vết nứt tính toán giới hạn đã cho trong Bảng 7.201.

$w_{t,b}$  là chiều rộng vết nứt được tính toán ở **thứ chịu** kéo lớn nhất.  $w_{t,b}$  được suy ra từ  $w_s$  mà giá trị này chính là chiều rộng vết nứt được tính toán tại cốt thép chịu kéo lớn nhất bằng biểu thức sau đây:

$$w_{t,b} = w_s (h - x - x') / (d - x - x') \quad (7.203)$$

Trong đó:

$h$  là tổng chiều cao của tiết diện (**chiều cao toàn bộ tiết diện**);

$d$  là chiều cao hữu ích của tiết diện (**chiều cao tính toán tính đến trọng tâm lớp cốt thép ngoài cùng**);

$x$  là chiều cao vùng nén;

$x'$  là chiều cao vùng kéo **khi** không bị nứt (giữa ứng suất 0 và  $f_{ctm,el}$ ).

(4) Chiều rộng vết nứt tại cốt thép bị kéo lớn nhất  $w_s$  được cho bởi biểu thức sau đây:

$$w_s = s_{r,max,f} \cdot (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}) \quad (7.204)$$

Trong đó  $s_{r,max,f}$  là khoảng cách lớn nhất giữa các vết nứt, được tính toán theo Biểu thức (7.211).

$\varepsilon_{sm,f}$  là biến dạng trung bình trong cốt thép dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thích hợp, bao gồm ảnh hưởng của biến dạng do hoạt tải và có tính đến ảnh hưởng của UHPC chịu kéo giữa các vết nứt (tính biến cứng khi kéo). Trong trường hợp thanh căng ứng suất trước, chỉ có biến dạng tương đối vượt quá giới hạn trạng thái biến dạng bằng không của bê tông ở cùng cao độ mới được đưa vào tính toán.

$\varepsilon_{cm,f}$  là biến dạng trung bình trong UHPC giữa các vết nứt;

$(\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f})$  được tính toán theo Biểu thức (7.205) dưới đây:

$$\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot E_{cm}} - \frac{1}{E_s} \left[ k_t \left( f_{ctm,el} - \frac{f_{ctfm}}{K} \right) \cdot \left( \frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right] \quad (7.205)$$

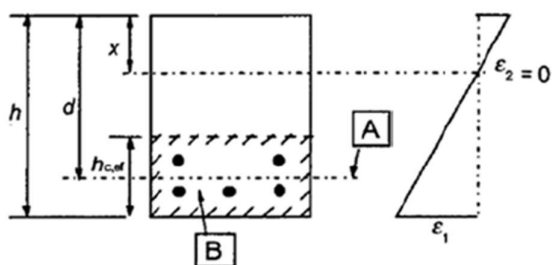
$\sigma_s$  là ứng suất trong cốt thép chịu kéo, được tính toán cho UHPC bằng cách sử dụng quy tắc tính toán trung bình ở trạng thái sử dụng (xem mục 3.1.7.3 (9)). Đối với các cấu kiện UHPC ứng suất trước - kéo căng trước,  $\sigma_s$  có thể được thay thế bằng  $\Delta\sigma_p$ , sự thay đổi ứng suất trong thanh căng ứng suất trước từ trạng thái biến dạng trong UHPC bằng không (0) tại cùng một cao độ cho tới giới hạn đàn hồi  $f_{p,0.1k}$ .

Tuy nhiên, đối với UHPC thuộc loại T2\*, ứng suất  $\sigma_s$  là kết quả tính toán từ sự cân bằng của tiết diện sử dụng quy tắc tính toán với giá trị ứng suất đặc trưng và  $f_{ctm,el}$  phải được thay thế bằng  $f_{ctk,el}$  trong Biểu thức (7.205).

$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$  đối với cốt thép;

$\rho_{eff} = A_p / A_{c,eff}$  đối với thanh căng ứng suất trước;

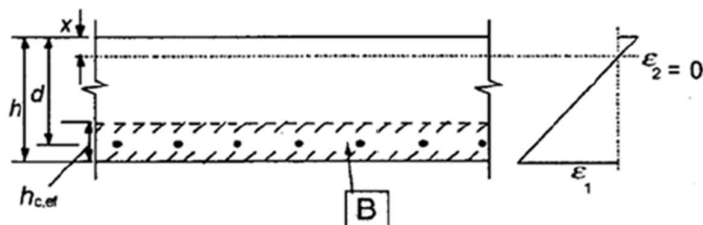
$A_{c,eff}$  là diện tích tính toán của UHPC chịu kéo bao quanh cốt thép, có chiều cao  $h_{c,ef}$  tương đương với giá trị nhỏ nhất của hai giá trị sau đây:  $2.5(h-d)$  hoặc  $h/2$  (xem Hình 7.201).



a) Dầm

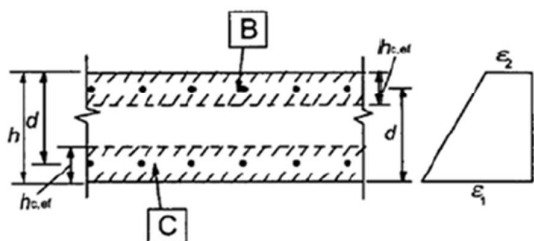
[A] : Cốt/mức của đường tâm cốt thép

[B] : diện tích bê tông UHPFRC hiệu quả xung quanh cốt thép chịu kéo  $A_{c,eff}$



b) Sàn

[B] : diện tích bê tông UHPFRC hiệu quả xung quanh cốt thép chịu kéo  $A_{c,eff}$



c) Bộ phận chịu kéo

[B] : diện tích bê tông UHPFRC hiệu quả xung quanh cốt thép chịu kéo ở phần trên

[C] : diện tích bê tông UHPFRC hiệu quả xung quanh cốt thép chịu kéo ở phần dưới

Hình 7.1 – Diện tích tính toán của UHPC chịu kéo bao quanh cốt thép

(trường hợp điển hình)

$A_s$  hoặc  $A_p$  là các tổng diện tích của cốt thép hoặc thanh căng ứng suất trước nằm trong vùng UHPC  $A_{c,eff}$ .

$k_t$  là một hệ số phụ thuộc vào khoảng thời gian tác dụng của tải trọng hoặc sự lặp lại của nó:  $k_t = 0,6$  trong trường hợp tải trọng ngắn hạn;  $k_t = 0,4$  trong trường hợp tải trọng tác dụng dài hạn khi tuổi bê tông còn sớm, hoặc trong trường hợp tải trọng có giá trị lớn được lặp lại.

Với một lớp cốt thép chịu kéo ở khoảng cách  $s$  song song với mặt bê tông, việc tính toán theo các Biểu thức (7.204) và (7.205) là đủ nếu khoảng cách này thỏa mãn điều kiện:

$$s \leq 5(c + \varnothing / 2)$$

trong đó  $c$  là chiều dày lớp bê tông bảo vệ và  $\varnothing$  là đường kính của cốt thép.

(5) Nếu khoảng  $s$  nằm vào khoảng giữa  $5(c + \varnothing / 2)$  và  $10(c + \varnothing / 2)$ , chiều rộng vết nứt lớn nhất phải được tính toán tại trung gian, giữa cốt thép từ bề rộng vết nứt được tính toán bên cạnh cốt thép  $w_{t,b}$ , sử dụng biểu thức sau đây:

$$w_1 = \left[ 1 + 0,015\alpha.\beta \left[ \frac{s}{c + \frac{\varnothing}{2}} \right]^2 \right] w_{t,b} \quad (7.206)$$

Trong đó:

$$\alpha = 1 - 0,5f_{ctfm} / (Kf_{ctm,el}) > 0 \quad (7.207)$$

Và

$$\beta = \frac{100\rho_{eff}}{100\rho_{eff} + f_{ctfm} / (K.f_{ctm,el})} \quad (7.208)$$

Chiều rộng vết nứt đã hiệu chỉnh  $w_1$  phải thỏa mãn điều kiện:

$$w_1 \leq w_{max} \quad (7.209)$$

Nếu khoảng cách của cốt thép lớn hơn  $10(c + \varnothing/2)$ , chiều rộng vết nứt đã được hiệu chỉnh  $w_1$  phải được tính toán với  $s = 10(c + \varnothing/2)$ .

Hệ số định hướng  $K_{global}$  gắn liền với định hướng theo chiều dọc. Đối với UHPC thuộc loại T2\*,  $f_{ctm,el}$  và  $f_{ctfm}$  phải được thay thế bằng  $f_{ctk,el}$  và  $f_{ctfk}$  trong các công thức (7.207) và (7.208).

(6) Khi thanh căng ứng suất trước và cốt thép được kết hợp, biểu thức của  $\rho_{eff}$  sẽ sử dụng được cho bởi biểu thức sau đây:

$$\rho_{eff} = \frac{A_s + \xi \frac{\phi_s}{\phi_p} A_p}{A_{c,eff}} \quad (7.210)$$

$\phi_s$  = là đường kính của cốt thép;

$\phi_p$  = là đường kính của thanh căng ứng suất trước.

$\xi$  được định nghĩa trong Bảng 6.201 trong mục 6.8.2.

**Khi một nhóm cốt thép hoặc thanh căng ứng suất trước được sử dụng, có thể lấy chúng theo đường kính tương đương phù hợp với những quy tắc đã cho trong 6.8.2.**

(7) Khoảng cách tối đa giữa các vết nứt có thể được tính toán bằng cách sử dụng Biểu thức (7.211). Biểu thức này bổ sung một thuật ngữ lớp phủ bê tông  $l_0$  và một thuật ngữ chiều dài chuyển tiếp  $l_t$ , cho trường hợp mà trong đó tất cả cốt thép có cùng đường kính và đặc tính bám dính:

$$s_{r,max,f} = 2,55(l_0 + l_t) \quad (7.211)$$

Trong đó  $l_0 = 1.33.c / \delta$



$$l_t = 2 \times \left[ 0,3k_2 \left( 1 - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} f_{ctm,el}} \right) \frac{1}{\delta \cdot \eta} \right] \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \geq \frac{L_f}{2} \quad (7.212)$$

$$\delta = 1 + 0,4 \left( \frac{f_{ctfm}}{K'_{global} f_{ctm,el}} \right) \leq 1,5 \quad (7.213)$$

Trong đó:

c là lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép có đường kính  $\emptyset$ ;

$\eta = 2,25$  trong trường hợp cốt thép thường và  $2,25 \cdot \xi$  với thanh căng ứng suất trước ( $\xi$  đã định nghĩa trong Bảng 6.1);

$\delta$  là một tham số kể đến ảnh hưởng tốt hơn của cốt sợi trong ứng xử của lớp bê tông bảo vệ và bám dính của cốt thép.

Hệ số  $K_{global}$  tương ứng với định hướng theo phương dọc của cốt thép và  $K'_{global}$  là sự định hướng theo phương vuông góc;

$k_2$  là hệ số tính đến sự phân bố của biến dạng  $\varepsilon$  trong tiết diện bị nứt;  $k_2 = 1$  với trường hợp chịu kéo thuần túy và  $0,5$  với trường hợp chịu uốn, có hoặc không có lực dọc trục với một tiết diện chịu nén cục bộ;  $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \varepsilon_1$  với trường hợp chịu uốn có lực dọc trục với tiết diện chịu kéo hoàn toàn, trong đó  $\varepsilon_1$  và  $\varepsilon_2$  lần lượt là biến dạng dài nhất và ngắn nhất, một cách lần lượt, của các thớ biên của tiết diện.

Với UHPC thuộc loại T2\*,  $f_{ctm,el}$  và  $f_{ctfm}$  phải được thay thế bằng  $f_{ctk,el}$  và  $f_{ctfk}$  trong các công thức (7.212) và (7.213).

Khi thanh căng ứng suất trước (đường kính thực tế hoặc đường kính tương đương  $\emptyset_p$ , hệ số bám dính  $\eta_p$ ) và cốt thép (đường kính thực tế hoặc đường kính tương đương  $\emptyset_s$ , hệ số bám dính  $\eta_s$ ) được kết hợp (với nhau), thuật ngữ  $l_t$  của công thức (7.211) được thay thế bởi:

$$l_t = \frac{0,3 \frac{k_2}{\delta} \left( 1 - \frac{f_{ctfm}}{K \cdot f_{ctm,el}} \right)}{\xi_1 \eta_s \frac{\rho_{s,eff}}{\emptyset_s} + \eta_p \frac{\rho_{p,eff}}{\emptyset_p}} \geq \frac{L_f}{2} \quad (7.214)$$

Trong đó:

$\xi_1 \leq \sqrt{\xi \frac{\emptyset_s}{\emptyset_p}}$  và  $\xi$  được định nghĩa trong 6.8.2

$$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} \quad (7.215)$$

$$\rho_{p,eff} = A_p / A_{c,eff} \quad (7.216)$$

Với UHPC thuộc loại T2\*,  $f_{ctm,el}$  và  $f_{ctfm}$  phải được thay thế bằng  $f_{ctk,el}$  và  $f_{ctfk}$  trong công thức (7.214).

#### 7.4 Kiểm soát độ võng

##### 7.4.1 Các vấn đề chung

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi, kể cả những gì xuất hiện trong TCVN EN 1992-2 : 202X
- (4) Không thay đổi, kể cả những gì xuất hiện trong TCVN EN 1992-2 : 202X
- (5) Không thay đổi, kể cả những gì xuất hiện trong TCVN EN 1992-2 : 202X
- (6) Không thay đổi, kể cả những gì xuất hiện trong TCVN EN 1992-2 : 202X

##### 7.4.2 Các trường hợp có thể bỏ qua tính toán

(1) Không thay đổi, kể cả những gì xuất hiện trong TCVN EN 1992-2 : 202X

(2) Không áp dụng

##### 7.4.3 Kiểm tra độ võng bằng tính toán

- (1) Không thay đổi
- (2) Phương pháp tính toán được chấp nhận phải mô tả được sự làm việc thực của kết cấu dưới tác dụng của các tác động xem xét với độ chính xác phù hợp với mục đích tính toán.
- (3) Độ võng được tính toán bằng cách lấy tích phân độ cong.

Trong những tiết diện không bị nứt (ứng suất kéo tối đa nhỏ hơn  $f_{ctm,el}$ ), độ cong là  $\chi^l = M/EI$ ,  $I$  là mô men quán tính ban đầu của tiết diện.

Với UHPC thuộc loại T3\* hoặc bộ phận mỏng, được đặc trưng ở trạng thái sau nứt bằng quy tắc làm việc ứng suất  $\sigma_f$  – biến dạng trung bình  $\varepsilon$  của chúng, việc tính toán sự cân bằng trong tiết diện phẳng cho ra độ cong trung bình  $\chi^{ll,moy}$  trực tiếp từ biến dạng  $\varepsilon$ .

Với kết cấu bằng UHPC không cốt thép thuộc loại T1\* và T2\*, việc tính toán cân bằng trong một tiết diện phẳng bị nứt từ quy tắc  $\sigma_f - w$  chuyển đổi thành quy tắc  $\sigma_f - \varepsilon$  cho ra biến dạng lớn nhất của UHPC chịu nén  $\varepsilon_c$  tại chiều cao vùng nén  $x$ , vì thế độ cong lớn nhất  $\chi^{ll} = \varepsilon_c / x$ . Sự thay đổi độ cong này được coi là đường parabol dưới dạng một hàm số của khoảng cách  $y$  tính từ vết nứt:

$$\chi(y) = \chi_l + (\chi_{ll} - \chi_l) \left( 1 - \frac{y}{h-x} \right)^2 \quad (7.217)$$

Ở những vùng mà trong đó, vệt nứt cùng tồn tại, độ cong trung bình được cho bởi công thức sau đây:

$$\chi_{II,moy} = 2\chi_I / 3 + \chi_{II} / 3 \quad (7.218)$$

Với kết cấu bằng UHPC có cốt thép thuộc loại T1\* và T2\*, việc tính toán cân bằng trong một tiết diện phẳng bị nứt cho ra ứng suất  $\sigma_s$  của cốt thép và độ cong lớn nhất  $\chi^l = \varepsilon_c / x$ . **Biến dạng** trung bình của cốt thép  $\varepsilon_{sm}$  được cho bởi công thức (7.217) và tỷ số của nó với biến dạng lớn nhất là  $\varepsilon_{II} = \sigma_s / E_s$ :

$$\varphi = \varepsilon_{sm} / \varepsilon_{II} = \varepsilon_{sm} / (\sigma_s / E_s) \quad (7.219)$$

Khi đó, độ cong trung bình được cho bởi công thức sau đây:

$$\chi_{II,moy} = \varphi \chi_{II} \quad (7.220)$$

Giá trị này phù hợp trên một độ dài dầm theo thứ tự  $s_{r,moy,f} / 2$  ở bên này hoặc bên kia của tiết diện,  $s_{r,moy,f}$  là **khoảng cách** trung bình của vết nứt, tương đương với  $s_{r,max,f}$  được tính toán bởi công thức (7.211) chia cho 1,7. Nếu cốt thép có sự bám dính khác nhau được **kết hợp**, giá trị của  $\sigma_s$  được **hiệu chỉnh** nếu cần thiết, đối với việc tính toán tiết diện phẳng.

(4) **Biến dạng do tải trọng gây ra có thể được tính toán bằng việc sử dụng cường độ chịu kéo  $f_{ctm,el}$  và mô-đun đàn hồi hữu hiệu của UHPC** (xem (5)).

(5) Đối với các tải trọng có thời gian tác dụng gây ra từ biến trong UHPC, tổng biến dạng bao gồm cả từ biến có thể được tính toán bằng cách sử dụng **mô-đun đàn hồi hữu hiệu của UHPC** theo Biểu thức sau đây:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.221)$$

Trong đó:

$\varphi(\infty, t_0)$  là hệ số từ biến tương ứng với tải trọng và khoảng thời gian (xem 3.1.4)

(6) Để tính toán độ cong do **co ngót khác nhau** giữa hai mặt đối diện của một dầm, cần tham khảo tới các mục 7.4.3 (3) tới (5) cho việc đánh giá các **mô men quán tính** trong các tiết diện bị nứt.

(7) Không áp dụng một cách trực tiếp như nó có, xem mục 7.4.3 (3).

## 8 Cấu tạo cốt thép và thanh căng ứng suất trước

### 8.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

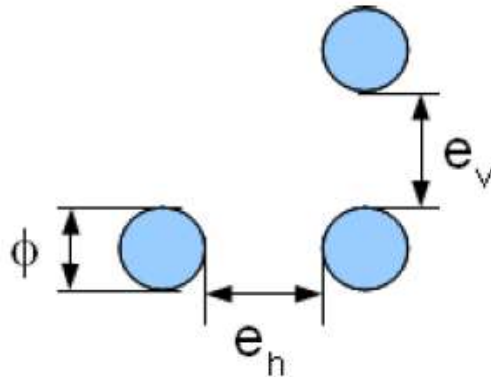
(4) Không thay đổi

(5) Bổ sung: Tiêu chuẩn này đề cập tới các thanh thép cốt có đường kính lớn hơn hoặc bằng với 8 mm và nhỏ hơn hoặc bằng 32 mm.

## 8.2 Khoảng cách cốt thép

(1) Không thay đổi

(2) Một khoảng cách thông thủy ( $e_h$  theo chiều ngang và  $e_v$  theo chiều đứng) cần được chấp nhận giữa các thanh cốt thép song song phù hợp với Hình 8.201 dưới đây:



Hình 8.1 – Khoảng cách thông thủy giữa các thanh cốt thép

Khoảng cách thông thủy  $e_h$  và  $e_v$  phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$e_v \geq e_{\text{mini}} = \max \{ \phi; (D_{\text{sup}} + 5 \text{ mm}); 1,5L_f; 20 \text{ mm} \} \quad (8.201)$$

$$e_h \geq e_{\text{mini}} = \max \{ \phi; (D_{\text{sup}} + 5 \text{ mm}); 1,5L_f; 20 \text{ mm} \} \quad (8.202)$$

Trong đó:

$D_{\text{sup}}$  là kích thước cận trên danh nghĩa của cốt liệu lớn nhất (xem 5.4.3 của TCVN P18-470 : 202X);

$\phi$  là đường kính danh nghĩa của thanh cốt thép.

$L_f$  là chiều dài của sợi cốt dài nhất đóng góp vào sự bảo đảm tính không giòn;

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép phải lớn hơn  $1,5 L_f$  để bảo đảm UHPC chảy qua tốt.

CHÚ THÍCH: Giá trị tối thiểu  $1,5 L_f$  có thể được giảm xuống nhưng không nằm dưới mức  $1,0 L_f$ , chịu sự phê duyệt trong thử nghiệm về tính phù hợp (kiểm tra bằng mắt sau khi cast).

(3) Không áp dụng

(4) Không thay đổi

## 8.3 Đường kính trục uốn cho phép đối với cốt thép được uốn

(1) Không thay đổi

(1) Không thay đổi

(3) Đường kính trục uốn không cần kiểm tra để tránh sự hư hỏng của UHPC nếu các điều kiện sau đây tồn tại:

- Phần neo của thanh thép không vượt quá  $\max(5\phi/\delta; 2,5\phi)$ .
- Thanh thép không được đặt ở vị trí gần bề mặt (mặt phẳng chỗ uốn cong gần với mặt bê tông) và có một thanh thép đặt ngang với đường kính  $\geq \max(\phi/\delta; 2,5\phi)$  bên trong chỗ uốn cong.
- Đường kính trục ít nhất cũng tương đương với các giá trị đã khuyến cáo cho trong Bảng 8.1N của TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

$\delta$  được định nghĩa trong 7.3.4 (7).

Nếu không thì đường kính trục cần được tăng lên phù hợp với Biểu thức (8.203) dưới đây:

$$\phi_m \geq F_{bt} \frac{1}{a_b} + \frac{2}{2,7 \cdot \delta \cdot f_{ck}^{2/3}} \quad (8.203)$$

Trong đó:

- $F_{bt}$  là lực kéo từ tải trọng tới hạn trong một thanh thép hoặc nhóm các thanh thép có tiếp xúc tại nơi bắt đầu một chỗ uốn cong.
- $a_b$ , đối với một thanh thép cho trước (hoặc nhóm các thanh thép có tiếp xúc), là một nửa của khoảng cách tính từ tâm tới tâm giữa các thanh thép (hoặc các nhóm thanh thép) vuông góc với mặt phẳng của chỗ uốn cong. Với một thanh thép hoặc nhóm thanh thép gần với bề mặt của cấu kiện,  $a_b$  cần được lấy như là chiều dày lớp bảo vệ cộng thêm  $\phi/2$ .

## 8.4 Neo cốt thép dọc

### 8.4.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi với những bổ sung sau đây: trên Hình 8.1 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X, chiều dài  $5\phi$  phải được thay thế bằng  $5\phi/\delta$ ,  $\delta$  đã được định nghĩa trong 7.3.4 (7).

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

(6) Không thay đổi

### 8.4.2 Ứng suất bám dính giới hạn

(1) Không thay đổi

(2) Giá trị thiết kế của ứng suất bám dính tới hạn,  $f_{bd}$ , cho thanh thép gai có thể được lấy như sau:

$$f_{bd} = \eta \delta f_{ctk,el} / \gamma_c \quad (8.204)$$

$\eta$  tương đương với 2.25 trong trường hợp cốt thép thường và bằng 2,25  $\xi$  trong trường hợp thanh căng ứng suất trước ( $\xi$  đã được định nghĩa trong Bảng 8)

$\delta$  đã được định nghĩa trong 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

### 8.4.3 Chiều dài neo cơ bản

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

### 8.4.4 Chiều dài neo thiết kế

(1) Biểu thức cho  $l_{bd}$  được thay đổi như sau:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 l_{b,rqd} + l_{tot} \geq l_{b,min} + l_{tot} \quad (8.205)$$

$l_{tot}$  kể đến những khiếm khuyết về sự định vị có thể có, giá trị của nó được cho bởi biểu thức sau đây:

$$l_{tot} = \max(\phi, 10\text{mm}) \quad (8.206)$$

Các hệ số  $\alpha_1$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ ,  $\alpha_5$  được định nghĩa như trong TCVN EN 1992-1-1 : 202X.

Còn hệ số  $\alpha_2$  thì được định nghĩa bởi biểu thức sau đây:

$$0,80 \leq \alpha_2 = 1,6 - 0,4 \left( \frac{c}{\phi} - 1 \right) \leq 1,6 \quad (8.207)$$

Trong đó  $c$  là chiều dày lớp bê tông bảo vệ và  $\phi$  là đường kính danh nghĩa của thanh cốt thép.

Chiều dài neo tối thiểu được cho bởi các biểu thức sau đây:

$$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; (1/\delta - 0,15) \lceil 10\phi; (1/\delta - 0,15) \lceil 100 \text{ mm}) \text{ khi neo trong vùng chịu kéo}$$

$$l_{b,min} = \max(0,7l_{b,rqd}; (1/\delta - 0,15) \lceil 10\phi; (1/\delta - 0,15) \lceil 100 \text{ mm}) \text{ khi neo trong vùng chịu nén}$$

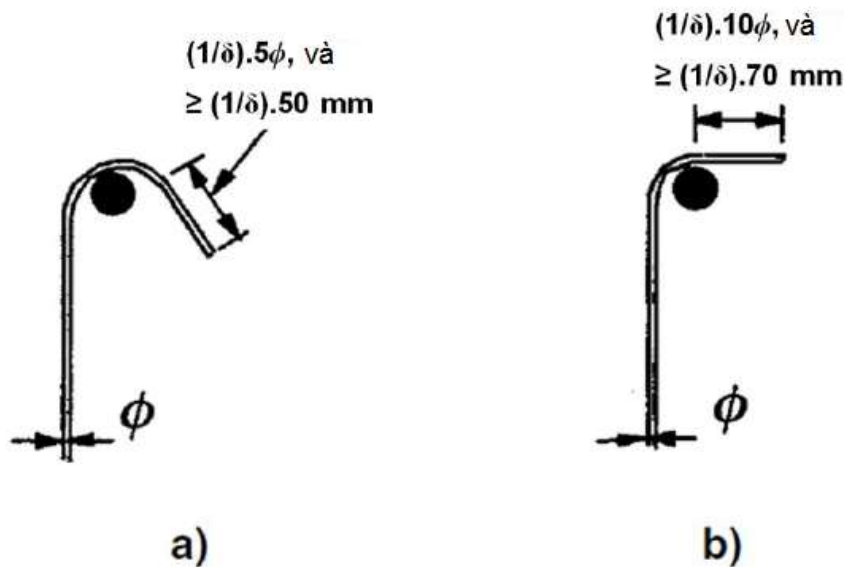
trong đó  $\delta$  đã được định nghĩa trong mục 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

(2) Không thay đổi

### 8.5 Neo cốt thép đai và cốt thép chịu cắt

(1) Không thay đổi

(2) Việc neo này cần tuân thủ với Hình 8.2 dưới đây, hoặc là, với trường hợp mà trong đó thép thanh thẳng, phẳng được đặt vào, thì cánh tay đòn bên trong z phải được giảm xuống một lượng bằng độ dài neo ở từng đầu mút của thanh. Việc hàn nối phải được thực hiện phù hợp với EN ISO 17660 và phải có một năng suất hàn phù hợp với 8.6 (2).



Hình 8.2 – Neo cốt thép liên kết

- Trong sơ đồ a), chiều dài tối thiểu  $5\phi$  và 50mm đều được nhân lên với  $1/\delta$ , trong đó  $\delta$  đã được định nghĩa trong 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

- Trong sơ đồ b), chiều dài tối thiểu  $10\phi$  và 70mm đều được nhân lên với  $1/\delta$ , trong đó  $\delta$  đã được định nghĩa trong 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

CHÚ THÍCH: Các sơ đồ c) và d) của Hình 8.5 trong TCVN EN 1992-1-1 : 202X không áp dụng.

### 8.6 Neo bằng thanh thép hàn

(1) Không áp dụng

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

(5) Không áp dụng

## **8.7 Nối chồng và bộ nối cơ khí**

### **8.7.1 Tổng quát**

(1) Không thay đổi

### **8.7.2 Nối chồng**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

### **8.7.3 Chiều dài nối chồng**

(1) Xét đến phần 8.7.3 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X, chỉ có biểu thức cho  $l_{0,min}$  là thay đổi, nó trở thành:

$$l_{0,min} \geq \max \{ 0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi/\delta; (1/\delta).200 \text{ mm} \} \quad (8.208)$$

Trong đó  $\delta$  đã được định nghĩa trong 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

CHÚ THÍCH: Chiều dài nối chồng có thể được tăng lên để xét tới những điều kiện của cốt thép ngang (hoặc cốt sợi) trong vùng nối chồng (xem 8.7.4).

### **8.7.4 Cốt thép ngang trong vùng nối chồng**

#### **8.7.4.1 Cốt thép ngang cho các thanh cốt thép trong vùng kéo**

(1) Không thay đổi

CHÚ THÍCH: Do cốt sợi có thể đóng góp vào việc chịu lực kéo theo phương ngang, việc đặt cốt thép ngang có thể được bỏ qua trong vùng nối chồng nếu nó được lý giải có cơ sở.

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

CHÚ THÍCH: Một cách thức khác của việc bố trí cốt thép ngang bao gồm phân bố chúng một cách đồng đều trên chiều dài nối chồng.

#### **8.7.4.2 Cốt thép ngang cho các thanh cốt thép trong vùng luôn chịu nén**

(1) Không thay đổi

CHÚ THÍCH: Một cách thức khác của việc bố trí cốt thép ngang bao gồm phân bố chúng một cách đồng đều trên chiều dài nối chồng.



### 8.7.5 Nối chồng lưới thép hàn làm từ sợi thép có gờ

#### 8.7.5.1 Phần nối chồng của cốt thép chủ

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Khi các vùng nối chồng trên cùng mặt cắt, việc bố trí mối nối chồng các thanh cốt thép dọc chính cần phải phù hợp với 8.7.2 và bất kỳ mọi ảnh hưởng có lợi nào của những thanh thép ngang cũng nên bỏ qua. Một giá trị  $\alpha_1 = 0,9$  phải được chấp nhận để kể đến ảnh hưởng có lợi của cốt sợi.

(4) Không thay đổi

(5) Khi điều kiện (4) ở trên không được thỏa mãn, chiều cao hữu hiệu của cốt thép để tính toán khả năng chịu uốn phù hợp với 6.1 cần áp dụng cho lớp cốt thép xa nhất so với mặt chịu kéo.

(6) Không thay đổi

(7) Không thay đổi

#### 8.7.5.2 Nối chồng của cốt thép phụ hoặc cốt thép phân bố

(1) Phần 8.7.5.2 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X áp dụng với bổ sung sau đây: chiều dài nối chồng  $l_0$  được nhân lên với  $\delta$  đã được định nghĩa trong mục 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

### 8.8 Những quy định bổ sung đối với thanh thép có đường kính lớn

(1) Phần 8.8 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X không áp dụng cho UHPC. Về đường kính thanh thép, xem 8.1 (5) của tiêu chuẩn này.

### 8.9 Các thanh thép bó

#### 8.9.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi, kể cả (101) của TCVN EN 1992-2 : 202X và Phụ lục Quốc gia của nó.

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Bó thép với đường kính tương đương lớn hơn hoặc bằng 32 mm không được khuyến khích sử dụng.

#### 8.9.2 Neo bó các thanh thép

(1) Bó thép thanh trong vùng kéo có thể được rút ngắn/cắt bớt trên phần gối tựa ở đầu và gối tựa trung gian. Bó thép có đường kính tương đương nhỏ hơn 32 mm có thể được cắt bớt gần gối tựa mà không

## **TCVN .... : 20XX**

cần thiết phải có các thanh xếp xen kẽ. Bó thép có đường kính tương đương lớn hơn hoặc bằng 32 mm không được khuyến cáo sử dụng.

(2) Không thay đổi

(3) Đối với neo ở vùng nén, thanh thép được bó lại trong bó không cần xếp xen kẽ

### **8.9.3 Nối chồng bó các thanh thép**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không áp dụng

## **8.10 Thanh căng ứng suất trước**

### **8.10.1 Bố trí thanh căng ứng suất trước và ống lồng**

#### **8.10.1.1 Tổng quát**

(1) Không thay đổi

#### **8.10.1.2 Thanh căng kéo căng trước**

(1) Các yêu cầu đã đưa ra trong Hình 8.14 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X về khoảng cách giữa các thanh cốt thép áp dụng cho UHPC. Tuy nhiên, điều kiện sau đây được bổ sung: khoảng cách giữa các thanh cốt thép phải lớn hơn  $1,5 L_f$  đối với UHPC để bê tông chảy qua một cách dễ dàng.

(2) Không thay đổi

#### **8.10.1.3 Ống lồng cho cáp căng sau**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Các yêu cầu đã đưa ra trong Hình 8.15 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X về khoảng cách giữa các thanh cốt thép áp dụng cho UHPC. Tuy nhiên, điều kiện sau đây được bổ sung: khoảng cách giữa các thanh cốt thép phải lớn hơn  $1,5 L_f$  đối với UHPC để bê tông chảy qua một cách dễ dàng.

### **8.10.2 Neo thanh căng kéo căng trước**

#### **8.10.2.1 Tổng quát**

(1) Không thay đổi

**8.10.2.2 Truyền ứng suất trước**

(1) Vào lúc nhả/giải phóng thanh căng, ứng suất trước có thể được giả thiết là sẽ được truyền sang bê tông thông qua một ứng suất bám dính không đổi  $f_{bd}$ :

$$f_{bd} = \eta \delta f_{ctk,el}(t) / \gamma_c \quad (8.209)$$

trong đó:

$f_{ctk,el}$  là giới hạn đàn hồi đặc trưng khi chịu kéo

t: thời điểm của thanh căng

$\eta$  được định nghĩa bởi Biểu thức (6.64) của tiêu chuẩn này.

$\delta$  đã được định nghĩa trong mục 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

(2) Không thay đổi

(3) Giá trị thiết kế của chiều dài truyền cần lấy theo giá trị ít thuận lợi hơn trong số hai giá trị, phụ thuộc vào tình huống thiết kế:

$$l_{pt1} = 0,4 l_{pt} \quad (8.210)$$

Hoặc

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.211)$$

CHÚ THÍCH: Bình thường thì giá trị thấp hơn được sử dụng để Kiểm tra ứng suất cục bộ lúc nhả neo, giá trị cao hơn sử dụng cho trạng thái giới hạn cực hạn (cắt, neo...).

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

**8.10.2.3 Neo thanh căng đối với trạng thái giới hạn cực hạn**

(1) Việc neo thanh căng cần được kiểm tra trong những tiết diện mà ở đó ứng suất kéo của bê tông vượt quá  $f_{ctk,el}$ . Lực thanh căng cần được tính toán bằng cách sử dụng quy luật đã được chấp nhận trong 3.1.7 cho UHPC kể cả tác động của lực cắt. Trường hợp ứng suất kéo của UHPC nhỏ hơn  $f_{ctk,el}$  thì không cần phải kiểm tra neo.

(2) Cường độ bám dính cho neo ở trạng thái giới hạn cực hạn là:

$$f_{bpd} = 0.5 \cdot \eta \delta f_{ctk,el} / \gamma_c \quad (8.212)$$

Trong đó:

$\eta$  được định nghĩa bởi Biểu thức (6.64) của tiêu chuẩn này.

## TCVN .... : 20XX

δ đã được định nghĩa trong 7.3.4 (7) bởi Biểu thức (7.213).

- (3) Không áp dụng
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi
- (6) Không thay đổi

### 8.10.3 Vùng neo của cầu kiện căng sau

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi

(4) Lực kéo do các tải trọng tập trung cần được đánh giá bằng mô hình giàn ảo hoặc một đại diện phù hợp khác. Cốt thép cần được cấu tạo với giả thiết rằng nó hoạt động ở cường độ thiết kế. Nếu ứng suất trong cốt thép này được giới hạn ở mức 250 MPa thì việc kiểm tra bề rộng vết nứt là không cần thiết.

- (5) Không thay đổi

(106) của TCVN EN 1992-2: 202X: Không thay đổi

### 8.10.4 Neo và bộ nối cho thanh căng ứng suất trước

- (1)P Không thay đổi
- (2)P Không thay đổi
- (3) Không thay đổi
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi, kể cả (105) của TCVN EN 1992-2: 202X

(106) của TCVN EN 1992-2: 202X : Không thay đổi

(107) của TCVN EN 1992-2: 202X: Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-2: 202X .

(108) của TCVN EN 1992-2 : 202X: Không thay đổi

### 8.10.5 Các cơ cấu dẫn hướng

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

## 9 Cấu tạo cấu kiện và các quy định riêng

### 9.1 Tổng quát

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Phải kiểm tra điều kiện “không giòn” để ngăn ngừa sự phá hoại giòn, ngăn ngừa các vết nứt rộng và cũng để bảo đảm chịu được các lực phát sinh từ những hiệu ứng ngăn cản chuyển vị. Điều kiện “không giòn” này được giả thiết là thỏa mãn nếu hai điều kiện sau được tuân thủ, một điều kiện về vật liệu (xem (4)) và một điều kiện về kiểm tra tiết diện (xem (5)).

(103) của TCVN EN 1992-2 : 202X: xem (3) ở trên.

(4) Bổ sung: ứng xử của vật liệu UHPC được coi là đủ độ dẻo chịu kéo nếu bất đẳng thức sau được thỏa mãn:

$$\frac{1}{w_{0,3}} \int_0^{w_{0,3}} \frac{\sigma(w)}{1,25} dw \geq \max(0,4 f_{ctm,el}; 3 \text{ MPa}) \quad (9.201)$$

Trong đó:  $w_{0,3} = 0,3\text{mm}$

$f_{ctm,el}$  là giới hạn đàn hồi trung bình khi chịu kéo;

$\sigma(w)$  là ứng suất sau nứt đặc trưng ứng với bề rộng vết nứt  $w$ .

CHÚ THÍCH: Điều kiện này thỏa mãn cho UHPC được quy định trong tiêu chuẩn này (xem 1.1 (4)).

(5) Bổ sung: Tiết diện của kết cấu không chịu nén hoàn toàn theo một tính toán đàn hồi tuyến tính sử dụng mô đun đàn hồi  $E_{cm}$  và **mômen quán tính** không nứt dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng ở trạng thái sử dụng được đặc trưng bởi các **đại lượng xoắn** SLS ( $N_i$ ;  $M_i$ ), phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

-nếu  $M_i \neq 0$ : sức kháng mô-men  $M_{Rd,i}$  được tính toán trong một tiết diện nứt sử dụng quy luật ứng xử ULS cho vật liệu được định nghĩa trong 3.1.7.3 với sự tham gia đồng thời của lực  $N_i$  phải lớn hơn hoặc bằng  $\text{Min}(M_{lin,i} ; 1,2 M_i)$  trong đó mô-men  $M_{lin,i}$  tương ứng với mô-men để đạt tới giới hạn đàn hồi chịu kéo đặc trưng  $f_{ctk,el}$  với ứng xử đàn hồi khi chịu tác động của  $N_i$ .

-nếu  $M_i = 0$ : lực kháng theo phương pháp tuyến  $N_{Rd,i}$  được tính toán trong tiết diện nứt sử dụng quy luật ứng xử ở trạng thái giới hạn cực hạn cho vật liệu được định nghĩa trong 3.1.7.3 phải lớn hơn hoặc bằng  $\text{Min}(N_{lin,i} ; 1,2 N_i)$  trong đó mô-men  $N_{lin,i}$  tương ứng với lực pháp tuyến để đạt tới giới hạn đàn hồi chịu kéo đặc trưng  $f_{ctk,el}$  với ứng xử đàn hồi.

(6) Bổ sung: Khi điều kiện “không giòn” được thỏa mãn và các tiết diện được kiểm tra ở các trạng thái ULS và SLS **chỉ kể đến** sự đóng góp của cốt sợi, có thể bỏ qua việc bố trí cốt thép thường. Khi từ

“unchanged” (không thay đổi) được chỉ ra trong phần này đề cập tới một bố trí **cấu tạo** liên quan tới cốt thép thường, cần xem xét rằng bố trí cấu tạo này phải được xét đến ở trường hợp mà trong đó cốt thép thường được sử dụng.

## 9.2 Dầm

### 9.2.1 Cốt thép dọc

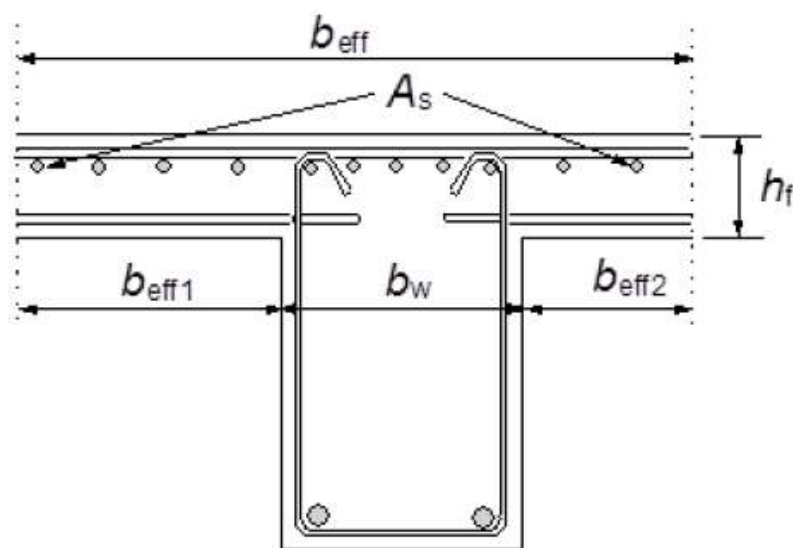
#### 9.2.1.1 Diện tích cốt thép nhỏ nhất và lớn nhất

- (1) Không áp dụng
- (2) Không áp dụng
- (3) Không thay đổi
- (4) Không áp dụng

#### 9.2.1.2 Bố trí chi tiết cấu tạo khác

(1) Trong thi công toàn khối, ngay cả khi trong thiết kế giả thiết sử dụng gối tựa đơn giản, tiết diện tại gối tựa cần được thiết kế với một mômen uốn do ngàm một phần bằng ít nhất là 0,15 mômen uốn cực đại trong nhịp, kể cả khi gối tựa đơn giản đã được chấp nhận trong thiết kế.

(2) Khi cốt thép được đặt ở các gối tựa trung gian của dầm liên tục, tổng diện tích cốt thép chịu kéo  $A_s$  của một **tiết diện ngang có cánh chữ T** phải được phân bố trên bề rộng hiệu quả của phần cánh trên (xem 5.3.2). Một phần cốt thép có thể được đặt tập trung trên bề rộng phần bụng dầm (xem Hình 9.1).



Hình 9.1 – Bố trí cốt thép chịu kéo trong **tiết diện ngang có cánh chữ T**

(3) Không thay đổi

### 9.2.1.3 **Bố trí xen kẽ** đường cong mômen và tinh chỉnh việc cắt cốt dọc chịu kéo

(1) Trong tất cả các tiết diện, việc thiết kế vùng chịu kéo cần được kiểm tra để xét đến sự tương tác giữa  $M_{Ed}$  và  $V_{Ed}$  do những vết nứt nghiêng ở bụng và cánh của dầm.

(2) Cần tính toán lực kéo bổ sung  $\Delta F_{td}$  theo 6.2.1.6.

Lực này cũng có thể được dự đoán bằng cách dời đường cong bao mômen một khoảng  $a_l$ , như chỉ ra trong Hình 9.2.

Đối với các cấu kiện UHPC có hoặc không có cốt thép chịu uốn và không có cốt thép chịu cắt:

$$a_l = (z/2)(\cot\theta - \tan\theta) \quad (9.202)$$

Đối với các cấu kiện UHPC có cả cốt thép chịu uốn và cốt thép chịu cắt:

$$a_l = \frac{z}{2} \frac{V_{Rd,s}(\cot\theta - \tan\alpha) + V_{Rd,f}(\cot\theta - \tan\theta)}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \quad (9.203)$$

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

### 9.2.1.4 **Neo cốt thép dưới tại gối tựa biên**

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) **Bổ sung:** Khi không có cốt thép, cần có các chi tiết cấu tạo và các biện pháp thi công đặc biệt để bảo đảm sự truyền lực tốt giữa cấu kiện nằm ngang và cấu kiện thẳng đứng có tính đến bất kỳ ảnh hưởng nào của liên kết ngàm.

**CHÚ THÍCH:** Nếu có bố trí cốt thép, có thể tham khảo những thông tin bổ sung cho trong tài liệu FD P18-717 liên quan tới phần này.

### 9.2.1.5 **Neo cốt thép dưới tại gối tựa trung gian**

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

## TCVN .... : 20XX

(4) Bổ sung: Khi không có cốt thép, cần có các chi tiết cấu tạo và các biện pháp thi công đặc biệt để bảo đảm sự truyền lực tốt giữa cấu kiện nằm ngang và cấu kiện thẳng đứng có tính đến bất kỳ ảnh hưởng nào của liên kết ngàm.

**CHÚ THÍCH:** Nếu có bố trí cốt thép, có thể tham khảo những thông tin bổ sung cho trong tài liệu FD P18-717 liên quan tới phần này.

### 9.2.2 Cốt thép chịu cắt

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X và (101) của TCVN EN 1992-2 : 202X và Phụ lục Quốc gia của nó.

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(5) Không áp dụng

(6) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(7) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(8) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

### 9.2.3 Cốt thép chịu xoắn

(1) Không thay đổi

(2) Không áp dụng

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

### 9.2.4 Cốt thép bề mặt

(1) Không áp dụng

### 9.2.5 Gối tựa gián tiếp

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

## 9.3 Bản sàn đặc

(1) Không thay đổi



### **9.3.1 Cốt thép chịu uốn**

#### **9.3.1.1 Tổng quát**

- (1) Không áp dụng
- (2) Không áp dụng
- (3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X
- (4) Không thay đổi

#### **9.3.1.2 Cốt thép trong bản sàn gần gối tựa**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi

#### **9.3.1.3 Cốt thép ở góc**

- (1) Không thay đổi

#### **9.3.1.4 Cốt thép ở biên tự do**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi

### **9.3.2 Cốt thép chịu cắt**

- (1) Không áp dụng
- (2) Không áp dụng
- (3) Không áp dụng
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi

## **9.4 Bản phẳng**

### **9.4.1 Bản sàn tại các cột bên trong**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không áp dụng
- (3) Không áp dụng

### **9.4.2 Bản sàn tại các cột biên và cột góc**

- (1) Không thay đổi

**9.4.3 Cốt thép chống chọc thủng**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không áp dụng
- (3) Không thay đổi
- (4) Không thay đổi

**9.5 Cột**

**9.5.1 Tổng quát**

- (1) Không thay đổi

**9.5.2 Cốt thép dọc**

- (1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X
- (2) Không áp dụng
- (3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X
- (4) Không thay đổi

**9.5.3 Cốt thép ngang**

- (1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X
- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi
- (6) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

**9.6 Tường**

**9.6.1 Tổng quát**

- (1) Không thay đổi

**9.6.2 Cốt thép thẳng đứng**

- (1) Không áp dụng
- (2) Không áp dụng
- (3) Không thay đổi

**9.6.3 Cốt thép nằm ngang**

- (1) Không áp dụng
- (2) Không thay đổi

**9.6.4 Cốt thép ngang**

- (1) Không áp dụng
- (2) Không thay đổi

**9.7 Dầm cao**

- (1) Không áp dụng
- (2) Không thay đổi, kể cả (102) của TCVN EN 1992-2 : 202X và Phụ lục Quốc gia của nó.
- (3) Không thay đổi

**9.8 Móng****9.8.1 Đài cọc**

- (1) Không thay đổi
- (2) Không thay đổi
- (3) Nếu cốt thép được đặt trong các đài cọc, cốt thép chịu kéo chính chịu lực cần được bố trí tập trung trong các vùng chịu kéo nằm giữa các cọc. Cần sử dụng đường kính thép tối thiểu  $\Phi_{\min}$  với bất kỳ loại cốt thép nào được dùng.

$\Phi_{\min} = 8$  mm đối với công trình nhà.

$\Phi_{\min} = 12$  mm đối với công trình cầu.

- (4) Không thay đổi
- (5) Không thay đổi

**9.8.2 Móng cột và móng tường****9.8.2.1 Tổng quát**

- (1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X
- (2) Không thay đổi
- (3) Không thay đổi

**9.8.2.2 Neo các thanh thép**

- (1) Không thay đổi

## **TCVN .... : 20XX**

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

### **9.8.3 Dầm giằng**

(1) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

### **9.8.4 Móng cột trên đá**

(1) Không áp dụng

(2) Không áp dụng

### **9.8.5 Cọc khoan nhồi**

(1) Không áp dụng

(2) Không áp dụng

(3) Không áp dụng

(4) Không áp dụng

## **9.9 Các vùng có tính không liên tục về kích thước hoặc tác động**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

### **9.10 Hệ giằng**

#### **9.10.1 Tổng quát**

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(3) Không thay đổi

(4) Trong thiết kế giằng, cốt thép có thể được giả thiết là làm việc với cường độ đặc trưng. Với UHPC thuộc loại T2\* và T3\*, có thể giả thiết rằng UHPC làm việc với ứng suất  $\sigma_{Rd,f}$  được quy định trong 6.2.1.4

(1) với hệ số riêng  $\gamma_{cf} = 1,05$  và hệ số định hướng  $K_{local}$ . Với  $\sigma_{Rd,f}$  được sử dụng trong thiết kế hệ giằng, giá trị  $\varepsilon^* = \varepsilon_{u,lim}$  phải được sử dụng cho UHPC thuộc loại T3\* và  $w^* = 0,3mm$  cho UHPC thuộc loại T2\*. Với hệ giằng của UHPC thuộc loại T1\*, chỉ có cốt thép thường được đưa vào tính toán.

CHÚ THÍCH: Trong trường hợp UHPC được sử dụng trên các vùng diện tích lớn mà ở đó một sự thiếu hụt cục bộ sẽ không gây ra một tác động đáng kể, có thể tính toán  $\sigma_{Rd,f}$  bằng cách sử dụng  $K_{global}$ . Đóng góp của UHPC vào các hệ giằng được cho bởi  $A_t$ .  $\sigma_{Rd,f}$ ,  $A_t$  là diện tích theo chiều nằm ngang của giằng trong UHPC liên tục. Diện tích này được lựa chọn phù hợp với những thông tin đưa ra trong 9.10.2.

Cốt thép hoặc UHPC có đủ khả năng mang các lực kéo được định nghĩa trong những điều sau đây.

(5) Không thay đổi

## 9.10.2 Phân bố tỷ lệ các giằng

### 9.10.2.1 Tổng quát

(1) Giằng được giả thiết là cấu tạo từ các cấu kiện UHPC liên tục hoặc từ cốt thép tối thiểu, và không phải là các cấu kiện UHPC bổ sung hoặc cốt thép bổ sung vào những cấu kiện được yêu cầu từ việc phân tích kết cấu.

### 9.10.2.2 Giằng theo chu vi

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(3) Không thay đổi

### 9.10.2.3 Giằng trong

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(4) Không thay đổi

(5) Không thay đổi

### 9.10.2.4 Giằng ngang vào cột và/hoặc tường

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi, kể cả những nội dung có trong Phụ lục Quốc gia của TCVN EN 1992-1-1 : 202X

(3) Không thay đổi

### 9.10.2.5 Giằng đứng

(1) Không thay đổi

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

#### **9.10.2.6 Sự liên tục và neo của giằng**

(1)P Giằng trong hai hướng nằm ngang phải liên tục một cách hiệu quả và phải được neo vào ở chu vi của kết cấu. Đối với giằng bằng UHPC, phải đưa ra những quy định cho mỗi nối thi công và nút liên kết giữa các cấu kiện khác nhau để bảo đảm được tính liên tục của những lực được tính toán trong các mục trước.

(2) Không thay đổi

(3) Không thay đổi

### **10 Các quy định bổ sung cho cấu kiện và kết cấu bê tông đúc sẵn**

Mục này không áp dụng

#### **11 Kết cấu bê tông cốt liệu nhẹ**

Mục này không áp dụng.

#### **12 Kết cấu bê tông và bê tông ít cốt thép**

Mục này không áp dụng

DRAFT

**Phụ lục A**

(Tham khảo)

**Thay đổi các hệ số riêng cho vật liệu**

Phụ lục này không áp dụng.

**Phụ lục B**

(Tham khảo)

**Biến dạng do từ biến và co ngót**

Phụ lục này không áp dụng.

**Phụ lục C**

(Quy định)

**Các tính chất của cốt thép thích hợp khi sử dụng với tiêu chuẩn này**

Áp dụng Phụ lục C của TCVN EN 1992-1-1:202X.

**Phụ lục D**

(Tham khảo)

**Phương pháp tính toán chi tiết đối với các tổn hao ứng suất trước do chùng cốt thép**

Áp dụng Phụ lục D của TCVN EN 1992-1-1:202X.

**Phụ lục E**

(Tham khảo)

**Cấp độ bền chỉ thị cho độ bền lâu**

Phụ lục này không áp dụng.

**Phụ lục F**

(Tham khảo)

**Các biểu thức cốt thép chịu kéo cho điều kiện ứng suất trong mặt phẳng**

**TCVN .... : 20XX**

Phụ lục này không áp dụng.

**Phụ lục G**

(Tham khảo)

**Tương tác kết cấu - nền**

Áp dụng Phụ lục G của TCVN EN 1992-1-1:202X.

**Phụ lục H**

(Tham khảo)

**Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong kết cấu**

Phụ lục này áp dụng.

**Phụ lục I**

(Tham khảo)

**Phân tích bản sàn phẳng và tường chịu cắt**

Phụ lục này không áp dụng.



## Phụ lục J

(Tham khảo)

### Những quy định chi tiết cho các trường hợp đặc biệt

Phụ lục J của TCVN EN 1992-1-1 : 202X không áp dụng.

Chỉ có phần J.104 của TCVN EN 1992-2 : 202X áp dụng và được sửa lại cho phù hợp với UHPC như sau:

#### J.104 Những vùng chịu tải một phần

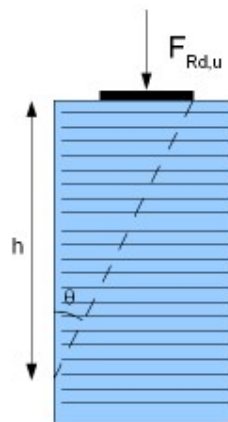
##### J.104.1 Vùng chịu tải của công trình xây dựng dân dụng

(101) Việc thiết kế vùng chịu tải của cầu cần phù hợp với những quy định đã cho trong điều này, ngoài những gì đã nêu ra trong 6.5 và 6.7.

(102) Khoảng cách từ biên của vùng chịu tải tới biên tự do của tiết diện bê tông không được nhỏ hơn 1/6 kích thước tương ứng của vùng chịu tải được đo trong cùng hướng. Trong mọi trường hợp, khoảng cách tới biên tự do không được lấy dưới 50 mm.

(103) Lực cực đại  $F_{Rdu}$  được cho trong 6.7(2).

(104) Để tránh trượt ở biên, cần kiểm tra cường độ của UHPC chịu kéo, và ngoài ra, nếu cần thiết, cốt thép phân bố đều song song với mặt chịu tải cần được bố trí tới điểm mà ở đó các ứng suất nén cục bộ được tiêu tán. Điểm này được xác định như sau: một đường nằm nghiêng một góc  $\theta$  ( $30^\circ$ ) so với hướng đặt tải được vẽ từ biên của tiết diện tới giao điểm với biên đối diện của bề mặt chất tải, như trong Hình J.101. Cốt thép được bố trí để tránh trượt ở biên phải được neo một cách thích hợp.



Hình J.101 – Cơ chế trượt ở biên

(105) Cường độ chịu kéo của UHPC trong vùng kéo và cốt thép được thiết kế để tránh trượt ở biên ( $A_r$ ) cần được tính toán theo biểu thức sau:

$$A_r f_{yd} + h.b.\sigma_{Rd,f} \geq F_{Rdu} / 2 \quad (J.101)$$

Trong đó  $b$  là bề rộng của mẫu thử,  $h$  là chiều cao đã được định nghĩa trong Hình J.101.

$\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau nứt được định nghĩa trong 6.2.1.4 (1), được tính toán bằng cách sử dụng  $K_{local}$ . Ngoài ra, với UHPC thuộc loại T1\* và T2\*,  $\sigma_{Rd,f}$  được tính toán với  $w^* = 0.3$  mm.

#### J.104.2 Vùng neo của các cấu kiện căng sau

(101) Những quy tắc sau đây áp dụng bổ sung cho các quy tắc trong 8.10.3 để thiết kế vùng neo nơi có hai hoặc nhiều thanh căng hơn được neo. Cốt thép thường được tính toán theo các điều kiện tải trọng ở trạng thái ULS (trạng thái giới hạn cực hạn), với một lực ứng suất trước được lấy tương đương với  $\gamma_{p,unfav} \times P_{max}$  (thường lấy  $\gamma_{p,unfav} = 1,2$ ) và ứng suất được kiểm tra theo điều kiện tải trọng đặc trưng sử dụng với lực ứng suất trước được lấy tương đương với  $P_{max}$ .

(102) Khoảng cách tối thiểu giữa đường tâm của bộ neo và biên của UHPC không được nhỏ hơn khoảng cách được xác định thông qua thí nghiệm truyền tải lực được mô tả trong Phụ lục S. Cường độ chịu nén  $f_c$  của UHPC được xác định bằng thí nghiệm nén phải thỏa mãn:

$$f_c \geq f_{cm,0} + 3 \text{ MPa} \quad (J.102)$$

$$f_c \geq f_{ck} + 6 \text{ MPa} \quad (J.103)$$

$f_{cm,0}$  là cường độ UHPC tối thiểu cần thiết cho việc gia toàn bộ lực ứng suất trước như xác định theo Phụ lục S.

$f_{ck}$  là cường độ chịu nén đặc trưng yêu cầu cho thiết kế.

Cường độ chịu kéo của UHPC cần thỏa mãn điều kiện:

$$f_{ct,el} \geq f_{ctm,el,0} + 0,5 \text{ MPa} \quad (J.104)$$

Cường độ chịu kéo này cần được xác định bởi các thí nghiệm kéo trực tiếp hoặc từ thí nghiệm uốn 4 điểm, hoặc được tính toán từ cường độ chịu nén sử dụng một phương pháp đã được kiểm chứng bằng kết quả thực nghiệm.

Cốt thép cần thiết để ngăn ngừa nở và vỡ trong vùng neo được xác định theo hình lăng trụ bê tông chữ nhật, được gọi là lăng trụ quy tắc chính, nằm phía sau đầu neo. Tiết diện của lăng trụ liên kết với từng

đầu neo được gọi là hình chữ nhật liên kết . Hình chữ nhật liên kết có cùng tâm và cùng trục đối xứng với tấm neo (có hai trục đối xứng) và cần thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{P_{\max}}{c.c} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (J.105)$$

Trong đó:

$P_{\max}$  là lực cực đại tác dụng lên cáp ứng suất trước theo mục 5.10.2.1.

$c, c'$  là các kích thước của hình chữ nhật liên kết

CHÚ THÍCH: Các kích thước  $c$  và  $c'$  phải ít nhất bằng các kích thước của khối thí nghiệm được xác định theo các điều của Phụ lục S.

$f_{ck}(t)$  là cường độ chịu nén của UHPC tại thời điểm kéo căng.

Hình chữ nhật liên kết phải có tỷ lệ kích thước xấp xỉ như tấm neo. Với một cấu kiện UHPC, yêu cầu này được thỏa mãn nếu:

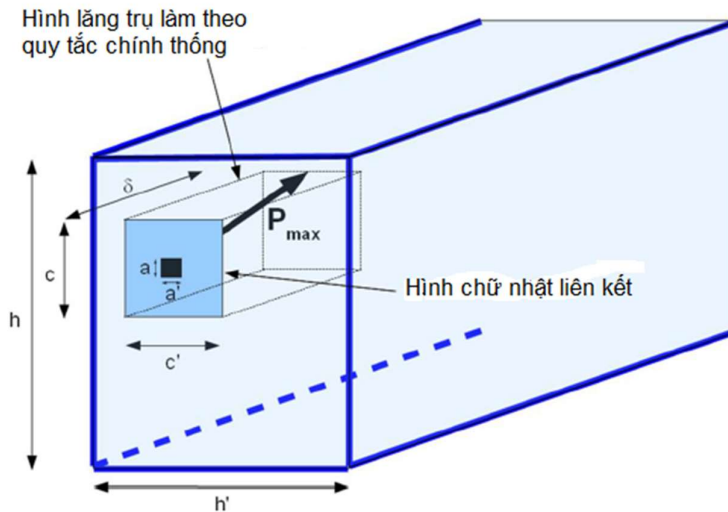
$$0,8 \frac{a}{a} \leq \frac{c}{c} \leq 1,25 \frac{a}{a}$$

Song song với việc đó, Phê chuẩn Kỹ thuật châu Âu (European Technical Approval - ETA) cho neo và các thí nghiệm được thực hiện theo Phụ lục S, có thể có quy định chặt chẽ hơn về tính đồng dạng giữa hình chữ nhật liên kết và tấm neo so với điều kiện trên.

Các hình chữ nhật liên kết với neo trong cùng một tiết diện phải luôn nằm bên trong UHPC và không được chùng chéo.

“Lăng trụ quy tắc chính” thể hiện xấp xỉ khối lượng thể tích UHPC mà trong đó các ứng suất thay đổi từ giá trị rất cao ngay phía sau tấm neo tới một giá trị hợp lý cho UHPC khi chịu nén một trục. Trục của hình lăng trụ được lấy theo trục của thanh căng, đáy của lăng trụ là hình chữ nhật liên kết và chiều cao của lăng trụ phía sau đầu neo được lấy theo công thức  $\delta = 1.2 \max(c, c')$ .

Các hình lăng trụ tương ứng với những đầu neo khác nhau có thể chồng lên nhau (điều này có thể xảy ra khi các thanh căng không song song với nhau) nhưng vẫn phải nằm trong trong UHPC.



**Hình J.102 - Lăng trụ quy tắc chính**

(103) Cần kiểm tra để bảo đảm rằng tiết diện ngang của cốt thép và đóng góp của phần cốt sợi là đủ để ngăn ngừa sự nở và vỡ bê tông trong mỗi lăng trụ quy tắc chính, theo điều kiện sau đây:

$$A_s f_{yd} + S_{fe} \sigma_{Rd,f} \geq P_{max} \gamma_{p,unfav} [0.15\xi + \sin \alpha \cdot (\xi - 1)] \quad (J.106)$$

Trong đó:

$A_s$  là diện tích tiết diện ngang của cốt thép, chạy cắt qua lăng trụ quy tắc chính theo một hướng cho trước (cần tiến hành kiểm tra theo hai phương vuông góc);

$S_{fe}$  là diện tích tác động của cốt sợi, bằng  $c \times c'$  đối với trường hợp căng sau và bằng  $e' \cdot l_{pt1}/4$  đối với trường hợp căng trước.

$P_{max}$  là lực cực đại tác dụng lên thanh căng

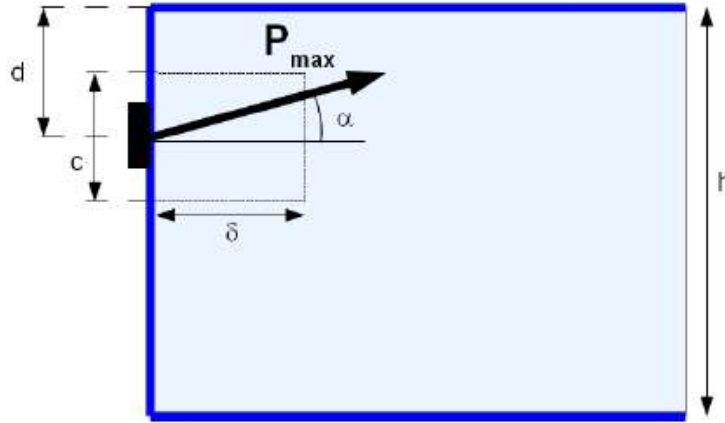
$f_{yd}$  là cường độ chảy dẻo thiết kế của cốt thép.

$\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau nứt quy định trong 6.2.1.4 (1) được tính toán bằng cách sử dụng  $K_{local}$ . Ngoài ra, với UHPC thuộc loại T1\* và T2\*,  $\sigma_{Rd,f}$  được tính toán với  $w^* = 0.3\text{mm}$ .

$\alpha$  là độ nghiêng của thanh căng tại đầu neo, được tính là dương (+) nếu thành phần tiếp tuyến của đường cáp được định hướng về phía biên tự do gần nhất và được tính là âm (-) nếu thành phần tiếp tuyến của đường cáp được định hướng tới bên trong khối neo.

$\xi$  là một hệ số kể đến khoảng cách  $d$  (xem Hình J.103 bên dưới) từ neo tới mặt bê tông và độ lệch tâm của nó tương ứng với chiều cao cục bộ  $h$  của phần trong UHPC bên cạnh đầu neo:

$$\xi = \sqrt{\frac{2}{d \times \left( \frac{3}{h} + \frac{1}{c} \right)}} \geq 1 \quad (\text{J.107})$$



**Hình J.103 - Lãng trụ quy tắc chính – nhìn theo chiều dọc**

Theo mỗi hướng, cốt thép phải được bố trí vượt qua toàn bộ chiều dài của hình lãng trụ.

Cần kiểm tra để bảo đảm rằng tiết diện ngang của cốt thép và đóng góp của phần cốt sợi gần với bề mặt xung quanh mặt chất tải là đủ, bằng việc thỏa mãn bất đẳng thức sau:

$$A_s f_{yd} + S_{fs} \sigma_{Rd,f} \geq 0,03 P_{max} \gamma_{p,unfav} \quad (\text{J.108})$$

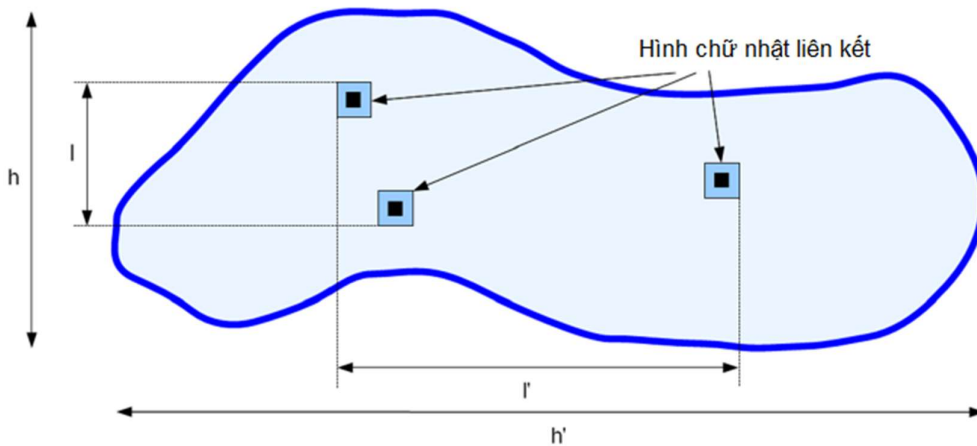
$A_s$  là diện tích tiết diện ngang của cốt thép gần với bề mặt chất tải trong một phương cho trước (cần kiểm tra cho hai phương vuông góc nhau);

$S_{fs}$  là diện tích tác động của cốt sợi,  $= 0,2 \times c \times c'$ ;

Diện tích tiết diện ngang  $A_s$  thu được từ biểu thức (J.108) sẽ được bố trí ở vùng phụ cận gần nhất với đầu neo, ngoài diện tích tiết diện ngang  $A_s$  thu được từ biểu thức (J.106). Tương tự như vậy, cường độ cho bởi cốt sợi được biểu thị bằng  $\sigma_{Rd,f}$  không thể được sử dụng trong cả hai Biểu thức (J.108) và Biểu thức (J.106).

(104) Nếu có thể, cần bố trí lượng cốt thép tối thiểu xác định từ những thí nghiệm quy định trong Phụ lục S.

(105) Sự phân bố tổng quát được minh họa bởi Hình J.104 dưới đây:



**Hình J.104 – Sự phân bố tổng quát**

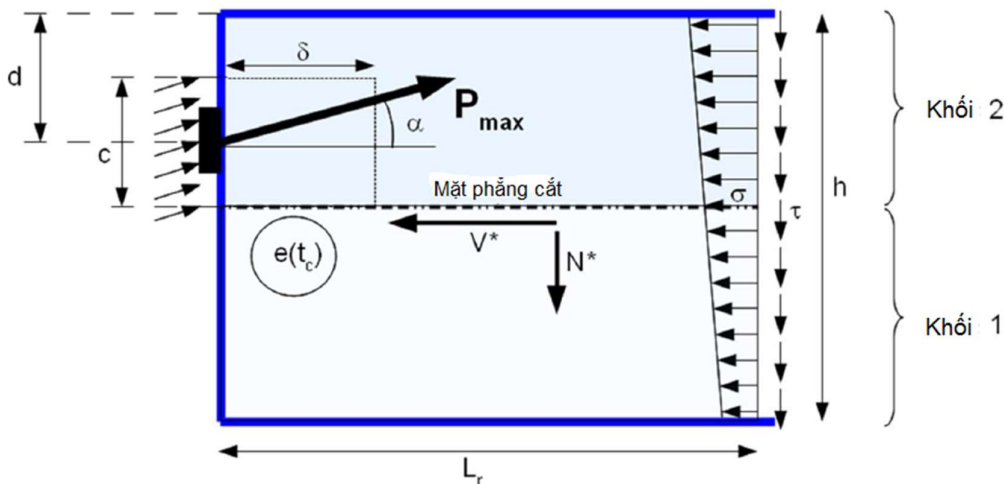
Quy tắc về lực được xem xét trên một chiều dài  $L_R$  trong mặt phẳng thẳng đứng và trên một chiều dài  $L'_R$  trong mặt phẳng nằm ngang (tuy nhiên, có thể lấy hai hướng trực giao khác).

$L_R$  và  $L'_R$  được tính toán như sau:

$$L_R = \max(h - l; h/2) \quad (J.109)$$

$$L'_R = \max(h' - l'; h'/2) \quad (J.110)$$

Trong mỗi hướng thiết kế (ví dụ hướng thẳng đứng), các tiết diện khác nhau cần được xem xét và các lực tác dụng lên những tiết diện này được tính toán như trên Hình vẽ J.105 dưới đây.



**Hình J.105 – Tính toán lực tại các mặt phẳng cắt**

$N^*$  và  $V^*$  lần lượt là những lực tác dụng bởi khối 1 (phần nằm bên dưới đường cắt) và khối 2 (phần nằm bên trên đường cắt).

Các ứng suất trung bình  $\sigma^*$  và  $\tau^*$  thu được bằng cách chia các lực  $N^*$  và  $V^*$  cho diện tích bề mặt của tiết diện, như sau:

$$\tau^* = \frac{V^*}{L_R e(t_c)} \quad (\text{J.111})$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{L_R e(t_c)} \quad (\text{J.112})$$

Các ứng suất trung bình  $\sigma^*$  và  $\tau^*$ , được tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng SLS đặc trưng với  $F = P_{\max}$ , phải tuân thủ điều kiện sau đây:

$$|\tau|^* - \sigma^* \leq f_{\text{ctk,el}} \quad (\text{J.113})$$

Việc kiểm tra cốt thép và sự hiệu quả của cốt sợi được thực hiện ở trạng thái giới hạn cực hạn ULS bằng cách lấy  $F = \gamma_{p,unf} P_{\max}$ .

Cân bằng tổng thể của diện tích cốt thép  $A_s$  và cốt sợi phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$A_s f_{yd} + e(t_c) L_R \cdot \frac{2}{3} \sigma_{Rd,f} \geq (|V^*| - N^*)_{\text{red}} = (|V^*| - N^*) \min \left( 1; 0,2 + 0,8 \sqrt{\frac{|\tau|^* - \sigma^*}{f_{\text{ctk,el}}}} \right) \quad (\text{J.114})$$

$\sigma_{Rd,f}$  là giá trị trung bình của cường độ sau nứt quy định trong 6.2.1.4 (1) được tính toán bằng cách sử dụng  $K_{\text{global}}$ . Ngoài ra, đối với UHPC thuộc loại T1\* và T2\*,  $\sigma_{Rd,f}$  được tính với  $w^* = 0,3\text{mm}$ .

**Phụ lục KK**

(Tham khảo)

**Những ảnh hưởng tới kết cấu gây bởi ứng xử phụ thuộc thời gian của bê tông**

Phụ lục này áp dụng.

**Phụ lục LL**

(Tham khảo)

**Cấu kiện bê tông dạng tấm**

Phụ lục này áp dụng.

**Phụ lục MM**

(Tham khảo)

**Uốn gãy cắt và uốn theo chiều ngang (shear and tranverse bending)**

Phụ lục này áp dụng.

**Phụ lục NN**

(Tham khảo)

**Phạm vi ứng suất tương đương gây hư hỏng trong kiểm tra mỏi**

Phụ lục này không áp dụng.

**Phụ lục OO**

(Tham khảo)

**Vùng gián đoạn tiêu chuẩn đối với công trình cầu**

Phụ lục này áp dụng.

**Phụ lục PP**

(Tham khảo)

**Biểu mẫu an toàn dùng cho phân tích phi tuyến**

Phụ lục này không áp dụng.



**Phụ lục Q**

(Quy định)

**Kiểm soát nứt bụng dầm do cắt**

(101) Việc kiểm soát nứt bụng dầm do cắt được thực hiện bằng cách giới hạn ứng suất theo công thức sau đây:

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,35 f_{ctk,el} \left[ f_{ctk,el} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \quad (QQ.1)$$

Và:

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ctk,el}}{f_{ck}} [0,6 f_{ck} - \sigma_x - \sigma_t] \left[ f_{ctk,el} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \quad (QQ.2)$$

Trong đó  $\tau$  là ứng suất cắt.

$\sigma_x$  và  $\sigma_t$  tương ứng là các ứng suất theo chiều dọc và chiều thẳng đứng.

Các ứng suất này là kết quả của tính toán đàn hồi dựa vào các lực ở trạng thái giới hạn SLS.

Tổng của các lực cắt và xoắn:

Trong tiết diện đặc hoặc rỗng có thành dày, có thể chấp nhận căn bậc hai của tổng bình phương các ứng suất đóng góp bởi lực xoắn và lực cắt như là ứng suất cắt ở trạng thái giới hạn SLS:  $\tau^2 = \tau_{tors}^2 + \tau_{tranch}^2$ ;

Với tiết diện rỗng có thành mỏng, cần sử dụng tổng đại số:

$$\tau = \tau_{tors} + \tau_{tranch}; \quad (QQ.3)$$

## Phụ lục R

(Quy định)

### Thiết kế kết cấu chịu lửa bằng UHPC

#### R.1 Tổng quát

Khi tác động lửa được đưa vào tính toán trong thiết kế theo một kịch bản cho trước, được xác định bằng cách tham chiếu 2.2 của TCVN EN 1992-1-2 : 202X và các tiêu chí về độ bền, khoang cháy, cách nhiệt (R, E, I) yêu cầu đối với cấu kiện UHPC được quy định theo khoảng thời gian chịu lửa bằng cách tham chiếu 2.1 của TCVN EN 1992-1-2 : 202X.

Sự ổn định chịu lửa được chứng minh như sau:

- hoặc là bằng việc thí nghiệm trên mô hình kích thước thật miêu tả kịch bản cháy được chất tải đồng thời;
- hoặc bằng việc mô hình cơ-nhiệt theo những nguyên tắc thiết kế tương tự như trong TCVN EN 1992-1-2 : 202X ngoại trừ các phương pháp tra bảng. Trong trường hợp này, các tính chất cơ học và vật lý yêu cầu được xác định theo 5.5.6 của TCVN P18-470 : 202X.

Như đã được chỉ ra trong TCVN P18-470 : 202X, việc kiểm soát vỡ vụn bê tông dưới tác động của lửa, thường dựa vào sự hợp nhất một lượng đủ cốt sợi polypropylene, không cấu thành một tính chất có giá trị thực chất của vật liệu và phải được kiểm tra bằng thực nghiệm trên một cấu kiện hoặc cấu kiện đại diện (cả về hình học lẫn tải trọng) của kết cấu thực tế liên quan đến kịch bản cháy được xem xét. Thí nghiệm này được thỏa mãn nếu những suy giảm của vật liệu (sự giảm tiết diện ngang), nếu có, vẫn tương thích được với sự chứng minh về sự ổn định khi cháy.

Với các nghiên cứu sơ bộ hoặc nghiên cứu thiết kế, và khi thiếu các thí nghiệm hoặc thử nghiệm vật liệu, có thể dùng các giả thiết sau đây:

- sự thay đổi cường độ chịu nén, mô đun đàn hồi và sự giãn nở nhiệt theo nhiệt độ giống như quy định cho bê tông loại 2 theo TCVN EN 1992-1-2 : 202X.
- sự thay đổi về ứng xử chịu kéo: đối với  $f_{ctk,el}$ : giảm 0% ở 80°C, 40% ở 150°C, 55% ở 750°C và 100% ở 1000°C. Đối với phần sau khi nứt của đường cong, 0% ở 80°C và 100% ở 450°C.

## Phụ lục S

(Quy định)

### Sửa đổi quy trình phê duyệt kỹ thuật châu Âu cho phù hợp với neo ứng suất trước được sử dụng trong một loại UHPC

#### S.1 Tổng quát

(1) Khả năng của một bộ neo được yêu cầu sử dụng trong một kết cấu làm bằng UHPC, và bộ neo đã có được một sự phê duyệt kỹ thuật châu Âu theo ETAG013 [ETAG,02] để truyền lực sang UHPC, phải được Kiểm tra. Phụ lục này mô tả các thí nghiệm truyền tải phù hợp dựa vào những thí nghiệm đã được thực hiện trong quá khứ.

Phụ lục này chỉ áp dụng cho neo cơ khí và không áp dụng cho neo có bám dính.

#### S.2 Quy trình thí nghiệm

##### S.2.1 Số lượng thí nghiệm

(1) Căn cứ vào sự phân tán kết quả, mỗi kích cỡ của neo hoặc thiết bị nối cáp (coupler) phải được thí nghiệm 3 lần cùng với loại UHPC mà bộ neo sẽ được sử dụng cùng.

Ngược lại với ETAG013, việc nội suy giữa các kích thước được thí nghiệm là không được phép do những ảnh hưởng có thể có về tỷ lệ.

Vì vậy, ba thí nghiệm truyền tải xác nhận tính hợp lệ cho một kích thước neo (hoặc hoặc thiết bị nối cáp) cho trước được sử dụng cùng với một loại UHPC cho trước.

##### S.2.2 Mô tả thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm được chỉ ra theo sơ đồ trong Hình S.1. Mẫu thử này phải chứa tất cả những bộ phận của neo và bất kỳ cốt thép chống nổ vỡ mà sẽ được chôn trong kết cấu UHPC. Sự bố trí của chúng phải tuân thủ với dự kiến sử dụng và với chỉ dẫn kỹ thuật như theo chỉ dẫn kỹ thuật cho người sử dụng của ETA (Phê chuẩn Kỹ thuật châu Âu).

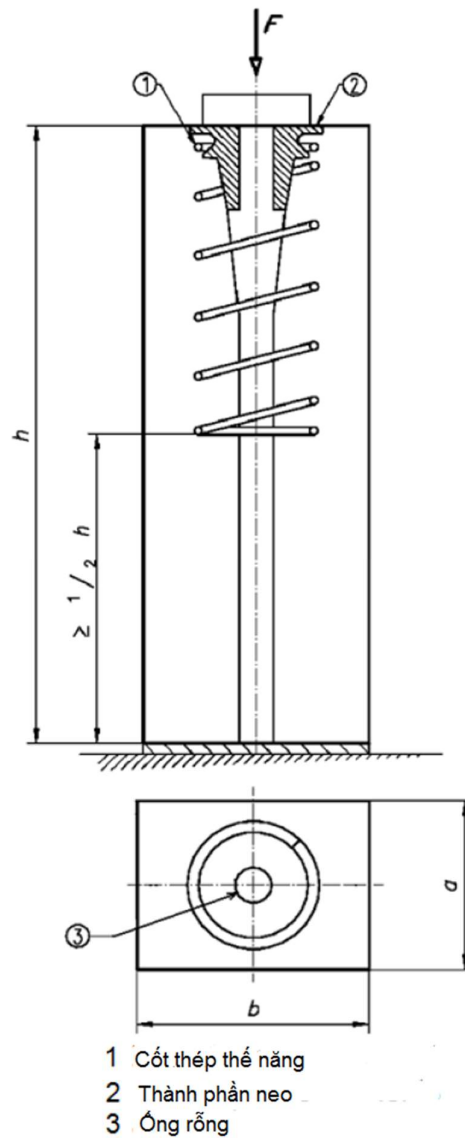
Mẫu thử phải là một hình lăng trụ bằng bê tông thử nén dọc trục. Tiết diện ngang của mẫu bê tông, tương đương với  $A_c = a \cdot b$  phải tương ứng với tiết diện ngang tối thiểu chịu nén dọc trục đối với thanh căng cụ thể và đối với loại UHPC được chỉ định.

Chiều cao  $h$  của mẫu thử ít nhất cũng phải bằng 3 lần giá trị lớn nhất của hai kích thước theo chiều ngang  $a$  hoặc  $b$  (xem Hình S.1). Chiều cao của phần bên dưới không cốt thép phải ít nhất bằng 0,5h.

Bê tông được sử dụng cho mẫu thí nghiệm phải tương ứng một cách chính xác với UHPC sẽ được sử dụng cùng với bộ neo. Mọi sự xử lý nhiệt, bảo dưỡng hoặc sự phát triển cường độ (của bê tông) phải đại diện cho được những ứng dụng được dự tính. Các mẫu trụ tròn và mẫu lăng trụ thí nghiệm được

đúc để xác định cường độ chịu kéo và cường độ chịu nén của UHPC phải được bảo dưỡng theo cùng cách thức.

Nhằm miêu tả được càng sát thực càng tốt công tác đổ UHPC xung quanh đầu neo trong quá trình đổ, mẫu thử phải được đổ theo phương nằm ngang.



Hình S.1 – Mẫu thí nghiệm truyền tải

(2) Mẫu thí nghiệm phải được gá vào một bộ thí nghiệm hoặc máy thí nghiệm đã được kiểm định. Tải trọng phải được tác dụng lên mẫu thử trên một diện tích mà mô phỏng được điều kiện tải trọng trong một bộ neo hoàn chỉnh.

Tải trọng này được tăng lên theo các bước:  $0,2F_{pk}$ ,  $0,4 F_{pk}$ , và  $0,8 F_{pk}$  (xem Hình S.2). Khi đạt được tải trọng  $0,8 F_{pk}$ , phải thực hiện ít nhất mười chu kỳ chất tải lặp chậm, với  $0,8 F_{pk}$  và  $0,12 F_{pk}$  lần lượt là các

giới hạn trên và giới hạn dưới của tải trọng. Số lượng chu kỳ tải lặp cần thiết phụ thuộc vào sự ổn định của các số đo biến dạng và bề rộng vết nứt như được mô tả dưới đây. Sau quá trình chất tải lặp, mẫu thử phải được tăng tải liên tục cho tới khi bị phá hoại.

Trong quá trình chất tải lặp, cần thực hiện các phép đo ở các cấp tải thuộc giới hạn trên và dưới hạn dưới của nhiều chu kỳ để xác định việc đạt được sự ổn định của biến dạng và bề rộng vết nứt. Việc chất tải lặp phải được tiếp tục tới n chu kỳ cho tới khi đạt được sự ổn định này (xem phần 2.3). Hình S.2 chỉ ra trình tự chất tải và việc đo đạc.

Tại thí nghiệm cuối cùng tăng tải tới phá hoại, cường độ chịu nén trung bình và cường độ chịu kéo trung bình của bê tông mẫu thử phải thỏa mãn:

$$f_{cm,e} \leq f_{cm,0} + 15\text{MPa}$$

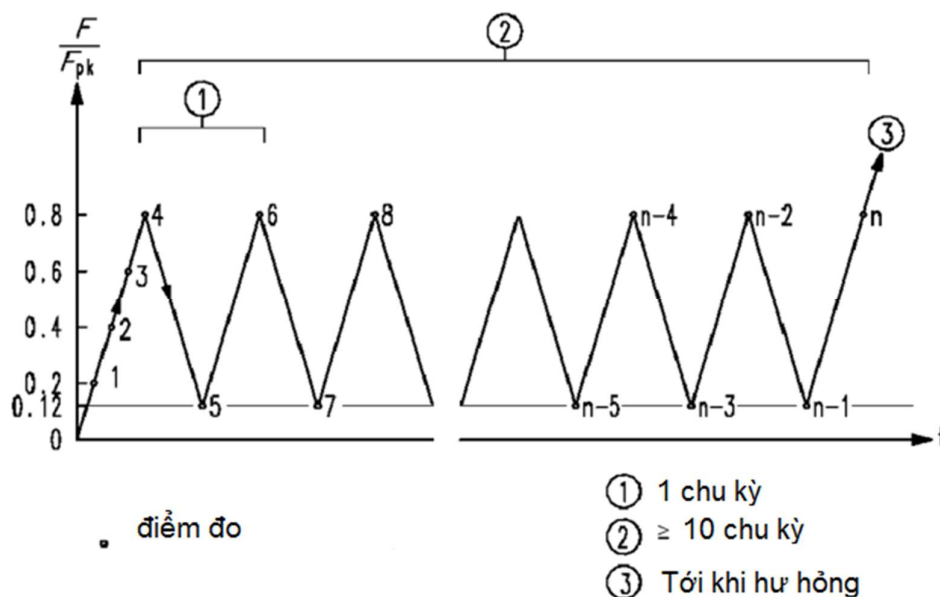
$$f_{cm,el,e} \leq f_{cm,el,0} + 1\text{MPa}$$

$f_{cm,e}$  được xác định bằng việc thực hiện một thí nghiệm nén trên tổ mẫu ba viên

$f_{cm,el,e}$  được xác định bằng việc thực hiện một thí nghiệm kéo trực tiếp hoặc thí nghiệm uốn 4 điểm trên tổ mẫu ba viên (xem Phụ lục D của TCVN P48-470).

$f_{cm,0}$  là cường độ chịu nén trung bình của UHPC vào lúc **cho phép ứng suất trước hoàn toàn.**

$f_{cm,el,0}$  là giới hạn đàn hồi trung bình của UHPC vào lúc **cho phép ứng suất trước hoàn toàn.**



**Hình S.2 – Quy trình thí nghiệm truyền tải**

(3) Bề rộng vết nứt có thể được coi là đã được ổn định nếu bề rộng khi chịu tải trọng giới hạn trên thỏa mãn:

$$w_n - w_{n-4} \leq 1/3(w_{n-4} - w_0), n \geq 10 \quad (S.1)$$

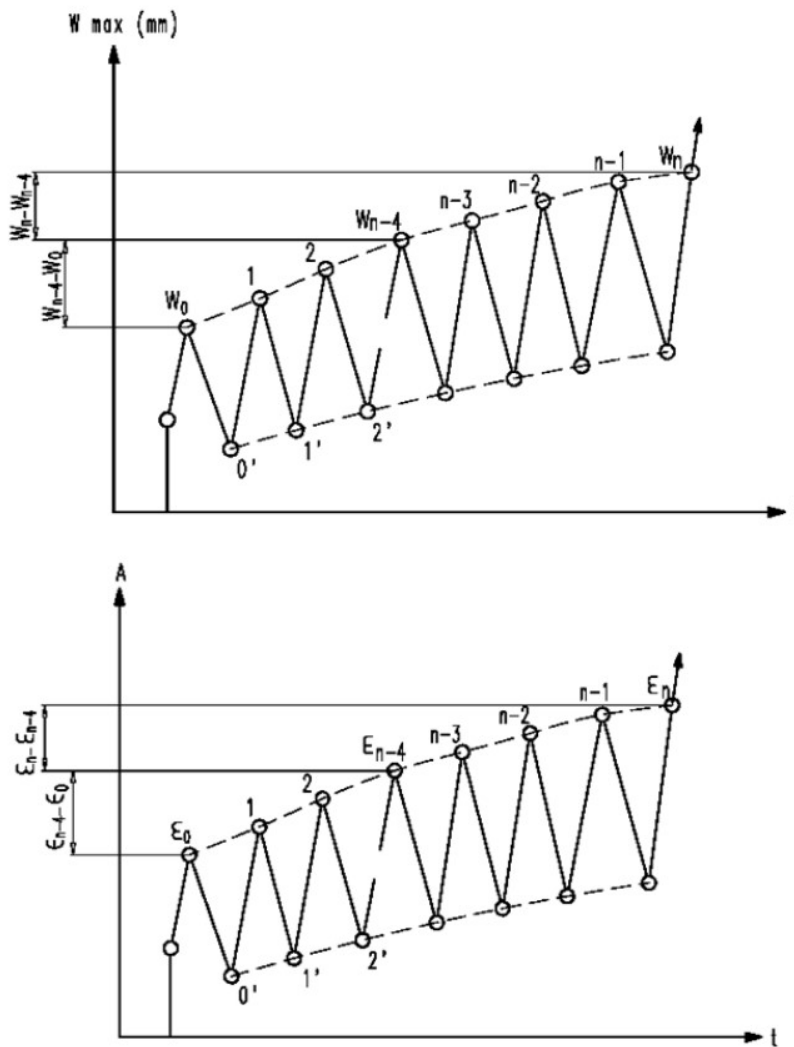
Hoặc

$$w_n \leq 0,1 \text{ mm} \quad (S.2)$$

Các biến dạng theo phương dọc và phương ngang có thể được coi là đã ổn định nếu sự tăng biến dạng khi chịu tải trọng giới hạn trên thỏa mãn:

$$\varepsilon_n - \varepsilon_{n-4} \leq 1/3(\varepsilon_{n-4} - \varepsilon_0), n \geq 10 \quad (S.3)$$

Hình S.3 cho biết chi tiết hơn về việc đánh giá các tiêu chí ổn định.

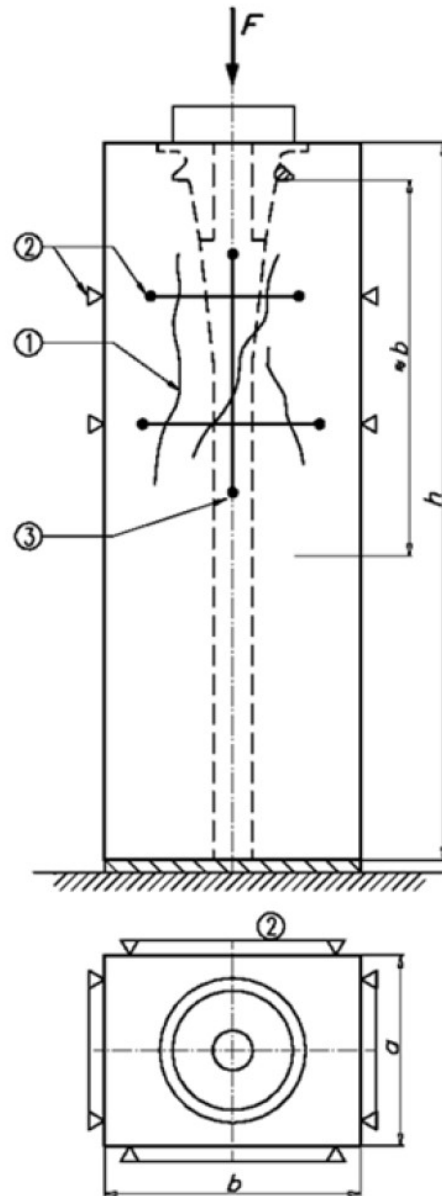


Hình S.3 – Đánh giá sự ổn định của biến dạng và bề rộng vết nứt

(4) Các phép đo và quan sát sau đây phải được thực hiện và ghi chép lại:

- kiểm tra sự tuân thủ của các cấu kiện đối với chỉ dẫn kỹ thuật (vật liệu, sự gia công cắt gọt, hình dạng, độ cứng, v.v.);
- biến dạng bê tông theo phương dọc và phương ngang trên bốn mặt của mẫu thử (nếu không thể, thì ít nhất là trên ba mặt, tức là mặt không có ván khuôn (mặt trên), một mặt bên và mặt dưới trong quá trình đổ), trong vùng có tác động nổ vỡ lớn nhất khi chịu các tải trọng ở giới hạn dưới và giới hạn trên dưới dạng một hàm số của số chu kỳ lặp tải trọng.
- sự hình thành, bề rộng và sự lan truyền của vết nứt trên các mặt bên của mẫu thử, như đã nói ở trên;
- kiểm tra bằng mắt hoặc đo biến dạng của các bộ phận của neo có tiếp xúc với bê tông;
- vị trí và dạng phá hoại
- Lực cực hạn  $F_u$ .

Hình S.4 chỉ ra sơ đồ việc bố trí các điểm đặt đồng hồ đo để đo biến dạng trên từng mặt bên của mẫu thử, v.v.



1. Vết nứt
2. Đo  $\epsilon_t$
3. Đo  $\epsilon_v$  (độ dài cơ sở  $\approx 0,6$  đến  $0,8b$ )

**Hình S.4 - Thiết lập đo đạc trong thí nghiệm truyền lực**

(5) Các tiêu chí chấp nhận như sau:

Bề rộng vết nứt cực đại  $w$ :

- tại thời điểm lần đầu tiên đạt tải trọng giới hạn trên bằng 80% cường độ đặc trưng chịu kéo của cấu kiện, không lớn hơn 0,15mm;



- tại thời điểm lần đầu tiên đạt tải trọng giới hạn dưới bằng 12% cường độ đặc trưng chịu kéo của cấu kiện, không lớn hơn 0,15mm;

- tại thời điểm lần cuối cùng đạt tải trọng giới hạn trên bằng 80% cường độ đặc trưng chịu kéo của cấu kiện, không lớn hơn 0,25mm;

Việc ghi lại các vết nứt theo chiều dọc và theo chiều ngang để xác định sự ổn định trong quá trình chất tải theo chu kỳ (tiêu chí để kiểm tra nếu các vết nứt quan sát được vượt quá 0,10mm).

Sự ghi lại các biến dạng theo chiều dọc và theo chiều ngang để xác định sự ổn định trong quá trình chất tải theo chu kỳ.

Lực cực hạn đo được phải thỏa mãn điều kiện:

$$F_u \geq 1,3 F_{pk} (f_{cm,e} / f_{cm,0}) \max(f_{ctm,e} / f_{ctm,0}; 1) \quad (S.4)$$

### S.3 Áp dụng vào kết cấu

(1) Để áp dụng kết quả của các thí nghiệm vào kết cấu, các kích thước a và b của mẫu thử được điều chỉnh để kể đến hiệu ứng biên có lợi gần với các tấm cốt pha (cốt sợi định hướng song song với mặt phẳng cốt pha). Vì thế, các kích thước a' và b' của kết cấu được sử dụng và định nghĩa như sau:

$$a' = a + 0,6 L_f \quad (S.5)$$

$$b' = b + 0,6 L_f \quad (S.6)$$

trong đó  $L_f$  là chiều dài của cốt sợi dài nhất.

Từ các kích thước tham chiếu a, b và a' và b', các khoảng cách đường tâm tối thiểu x và y của các bộ neo trong kết cấu được xác định theo các biểu thức:

$$A_c = x \cdot y = a' \cdot b' \quad (S.7)$$

$$x \geq 0,85 a' \quad (S.8)$$

$$y \geq 0,85 b' \quad (S.8)$$

Các khoảng cách biên tối thiểu  $x_b$  và  $y_b$  trong kết cấu được xác định theo các biểu thức sau:

$$x_b \cdot y_b = (a \cdot b) / 4 \quad (S.10)$$

$$x_b \geq 0,85 a/2 \quad (S.11)$$

$$y_b \geq 0,85 b/2 \quad (S.12)$$

DRAFT

## Phụ lục T

(Tham khảo)

### Các giá trị biểu thị những đặc trưng của UHPC

#### T.1 Tổng quát

(1) Mục đích của phụ lục này là cung cấp các giá trị biểu thị (indicative values) những đặc trưng của UHPC có thể được sử dụng trong tính toán kết cấu ở giai đoạn thiết kế sơ bộ hoặc ở các giai đoạn trước khi thi công của dự án, khi thiếu **thẻ nhận diện** (identity card) và/hoặc kết quả thí nghiệm trên những vật liệu sẽ được sử dụng thực tế trong kết cấu.

#### T.2 Các tính chất cơ học

(1) Những giá trị biểu thị của các đặc trưng cơ học chính được cho trong bảng dưới đây. Liên quan đến ứng xử chịu kéo, để lựa chọn sơ bộ, có thể xem xét sử dụng UHPC loại T2 cho các cấu kiện dày và sử dụng loại T3 cho các cấu kiện mỏng.

**Bảng T.1 – Các giá trị biểu thị đặc trưng của UHPC**

Mô-đun đàn hồi $E_{cm}$	45-65 MPa
Cường độ chịu nén đặc trưng $f_{ck}$	150-200 MPa
Cường độ chịu nén trung bình $f_{ck}$	160-230 MPa
Giới hạn chịu kéo đặc trưng đàn hồi $f_{ctk,el}$	7,0-10,0 MPa
Giới hạn chịu kéo đàn hồi trung bình $f_{ctk,el}$	8,0-12,0 MPa
Cường độ đặc trưng sau nứt $f_{ctfk}$	6,0-10,0 MPa
Cường độ trung bình sau khi nứt $f_{ctfk}$	7,0-12,0 MPa
Hệ số định hướng cốt sợi tổng thể $K_{global}$	1,25
Hệ số định hướng cốt sợi cục bộ $K_{local}$	1,75
Hệ số dẫn nở nhiệt tuyến tính	11 $\mu\text{m}/\text{m}/^{\circ}\text{C}$
Chiều dài $L_f$	12-20mm

## TCVN .... : 20XX

Quy luật chịu kéo có thể áp dụng cho các cấu kiện **dày** là quy luật thông thường cho trong mục 3.1.7.3.2 (1), sử dụng  $w_{pic} = 0,3\text{mm}$ .

Cũng có thể sử dụng  $f_{ctk1\%,k} = 0,8f_{ctfk}$

Quy luật chịu kéo có thể áp dụng cho các cấu kiện **mỏng** là quy luật thông thường số 2 cho trong mục 3.1.7.3.3 (1), sử dụng giá trị  $\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = 5,0\%$ .

### T.3 Co ngót và từ biến

(1) Đối với co ngót, các giá trị biểu thị sau đây có thể được sử dụng, trong một môi trường có độ ẩm tương đối trung bình nằm trong phạm vi từ 50 đến 70%.

- đối với UHPC loại STT, co ngót tự sinh với độ lớn cuối cùng bằng  $550\mu\text{m/m}$  và co ngót khô với độ lớn cuối cùng bằng  $150\mu\text{m/m}$ ;
- đối với UHPC loại TT1, tổng biên giá trị co ngót bằng  $550\mu\text{m/m}$ ;
- đối với UHPC loại TT2 hoặc TT1+2, tổng giá trị co ngót bằng  $550\mu\text{m/m}$ , và không có co ngót sau khi xử lý nhiệt.

(2) Các giá trị biểu thị sau đây có thể được sử dụng cho từ biến:

- đối với UHPC loại STT, hệ số từ biến bằng 0,8 hoặc 1,0 nếu các tải trọng được tác dụng vào lúc tuổi bê tông còn sớm;
- đối với UHPC loại TT1, hệ số từ biến bằng 0,4 nếu các tải trọng được tác dụng sau khi đã bảo dưỡng nhiệt;
- đối với UHPC loại TT2 hoặc TT1+2, hệ số từ biến bằng 0,2 nếu các tải trọng được tác dụng sau khi xử lý nhiệt;

(3) Sự phát triển theo thời gian của co ngót lúc này có thể được mô tả bằng cách sử dụng các mô hình trong Phụ lục B của TCVN EN 1992-2 : 202X, thông qua việc điều chỉnh các biên độ và hệ số liên kết động học theo B.104 của TCVN EN 1992-1-1 : 202X-1. Khi thiếu các thông tin khác, có thể sử dụng các giá trị biểu thị sau:

Co ngót tự sinh (UHPC loại STT hoặc TT1):

$$\text{Khi } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 :$$

$$\varepsilon_{ca}(t)=0 \quad (T.1)$$

$$\text{Khi } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 :$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca} \left[ 1 - e^{-\frac{t}{T_{ca}}} \right] 10^{-6} \quad (T.2)$$

Trong đó  $\beta_{ca}$  nằm giữa khoảng 300 và 600  $\mu\text{m}/\text{m}$ ,  $T_{ca}$  thì khoảng 100 ngày.

Cơ ngót khô (UHPC loại STT hoặc TT1):

Với  $t < t_s$  và độ ẩm tương đối của môi trường nhỏ hơn hoặc bằng 80%:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K[80-RH](t-t_s)10^{-6}}{(t-t_s) + \beta_{cd}h_0^2} \quad (T.3)$$

Trong đó  $\beta_{ca}$  nằm giữa khoảng 0,003 và 0,01 ngày/ $\text{mm}^2$ ; K là hệ số bằng 5; RH là độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh (%);  $t_s$  là tuổi của bê tông lúc bắt đầu khô (ngày);  $h_0$ : bán kính tương đương của tiết diện ngang (mm).

Với  $t > t_s$  hoặc độ ẩm tương đối của môi trường lớn hơn 80%,  $\varepsilon_{cd}(t) = 0$ :

Từ biến cơ bản (UHPC loại STT hoặc TT1):

Quy luật từ biến cơ bản cho loại UHPC loại STT hoặc TT1 được cho bởi biểu thức sau đây:

$$\varphi_b(t, t_0) = \beta_{bc1} \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}} \quad (T.4)$$

Trong đó:

$t_0$ : tuổi của bê tông lúc chất tải (ngày);

Giá trị của các tham số biến đổi được cho bởi các biểu thức sau đây:

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2} e^{\frac{2,8 f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}} \quad (T.5)$$

$$\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} \quad (T.6)$$

Giá trị của các hệ số  $\beta_{bc1}$  và  $\beta_{bc2}$  là:  $\beta_{bc1} = 1,5$  tới  $2,5$  và  $\beta_{bc2} = 0,7$ .

Từ biến cơ bản (UHPC loại TT2 hoặc TT1+2, tải trọng được áp dụng sau khi xử lý nhiệt):

$$\varphi_b(t, t_0) = \beta_{bc3} \frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + 10} \quad (T.7)$$

$t_0$ : tuổi của bê tông lúc chất tải (ngày);

## TCVN .... : 20XX

Giá trị của hệ số  $\beta_{bc3}$  là:  $\beta_{bc3} = 0,2$  tới  $0,5$ .

Từ biến do khô (drying creep):

Với độ ẩm tương đối của môi trường nhỏ hơn hoặc bằng 80%:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (T.8)$$

Trong đó:

$\varphi_{d0}$  nằm giữa khoảng 20 và 50 đối với loại UHPC loại STT hoặc TT1;

$\varphi_{d0}$  vào khoảng 20 đối với UHPC loại TT2 hoặc TT1+2 được chất tải sau khi áp dụng xử lý nhiệt.

Với độ ẩm tương đối của môi trường lớn hơn 80%,  $\varepsilon_{cd}(t) = 0$ .

DRAFT

## Phụ lục U

(Quy định)

### Thiết kế công trình chịu động đất bằng UHPC

#### U.1 Tổng quát

(1) Những điều khoản chính của Eurocode 8 là có thể áp dụng được

CHÚ THÍCH: Những điều khoản chính này là: các mục 1, 2, 3, 4 và 10 của TCVN 9386-1, và các mục 1, 2, 3, và 4 của TCVN 9386-2 và Phụ lục Quốc gia của nó. Khi những mục này tham khảo Eurocode 2 để thiết kế công trình bằng UHPC chịu động đất, cần tham khảo thêm tiêu chuẩn này. Khi các đoạn văn trong Eurocode 8 mâu thuẫn với hoặc chồng chéo với các mục U.1(4) và U.1(5) của Phụ lục này, thì các điều khoản U.1(4) và U.1(5) được áp dụng.

(2) Các nội dung của TCVN 9386-1 và TCVN 9386-2 đề cập tới các quy tắc cấu tạo chi tiết liên quan tới cốt thép, không áp dụng cho những cấu kiện làm bằng UHPC hoặc có bao gồm UHPC.

(3) Tác động động đất được xác định phù hợp với TCVN 9386-1 hoặc TCVN 9386 - 2.

CHÚ THÍCH: Giá trị của gia tốc thiết kế  $a_g S$  được lấy theo quy định trong quy chuẩn 02/202X/BXD.

(4) Nếu các cấu kiện của một kết cấu làm bằng UHPC hoặc có bao gồm UHPC, hình thành nên một hệ kháng chấn, mà không có được kiểm tra về tính dẻo, thì kết cấu đó phải được tính toán/kiểm tra với giả thiết rằng sự làm việc của nó vẫn còn đàn hồi. Việc xác định lực động đất có thể được thực hiện bằng cách phân tích phổ phản ứng, lấy hệ số ứng xử  $q$  tương đương với 1,0 và hệ số cản nhớt  $\zeta$  tương đương với 2,0%. Để xác định độ cứng, sử dụng mô men quán tính ban đầu (không-nứt). Các nội lực được xác định theo cách này phải nhỏ hơn các khả năng chịu lực được tính toán bằng quy luật cơ bản ở trạng thái giới hạn cực hạn ULS được điều chỉnh bằng các hệ số riêng của vật liệu  $\gamma$  cho trường hợp chịu động đất được cho dưới đây. Chuyển vị phải được đánh giá lại, có kể đến nứt của các cấu kiện khác nhau dựa theo mức ứng suất đạt được.

**Bảng U.1 – Hệ số riêng của vật liệu trong trường hợp chịu động đất**

Vật liệu	Ký hiệu	Trạng thái giới hạn ULS khi động đất
UHPC chịu nén	$\gamma_c$	1,3
UHPC chịu kéo	$\gamma_{cf}$	1,2
Thép cốt	$\gamma_s$	1,0

(5) Nếu các cấu kiện của một kết cấu làm bằng UHPC hoặc có bao gồm UHPC, hình thành nên một hệ kháng chấn, để chứng minh hệ này có độ dẻo, ứng xử với cấp dẻo thấp (DCL) hoặc với cấp dẻo trung bình (DCM), các bộ phận kháng chấn chính này phải có khả năng chịu được ứng suất lặp đảo chiều trong vùng khớp dẻo, tương đương với yêu cầu về độ dẻo. Việc chứng minh độ dẻo này phải dựa vào những thí nghiệm đại diện cho ứng xử khi làm việc của các cấu kiện (vật liệu, kích thước, ứng suất, điều kiện biên). Lúc đó việc phân tích động đất sẽ được thực hiện trên cơ sở các kết quả thí nghiệm, kết hợp với sử dụng các hệ số riêng của vật liệu khi chịu động đất  $\gamma$ .

CHÚ THÍCH: Với cấu kiện được coi như dẻo, mối quan hệ lực-chuyển vị phải thể hiện được một đoạn nằm ngang đáng kể đối với khả năng chịu lực và bảo đảm sự tiêu tán năng lượng trải qua khoảng thời gian ít nhất là 5 chu kỳ tác động biến dạng hoàn chỉnh cho tới khi chuyển vị cực hạn tương ứng với đòi hỏi về độ dẻo, mà không có sự suy giảm trên 20% cường độ cực hạn của cấu kiện đó.



## Phụ lục V

(Tham khảo)

### Thiết kế tiên tiến

#### V.1 Kiểm soát những tác động tổ hợp của tải trọng và chuyển vị cưỡng bức

(1) Việc mô hình hóa UHPC ở tuổi còn sớm có thể được sử dụng để kiểm soát:

- Sự tăng nhiệt độ trong quá trình đóng rắn, và những tác động về hóa học, cơ học và hình dạng gây ra bởi sự tăng nhiệt độ này;
- Rủi ro về nứt do tổ hợp của tải trọng với chuyển vị hoặc chuyển vị lệch cưỡng bức.

Liên quan đến việc này, những tác động tới kết cấu do co ngót phải được kể đến và phải được tính thêm vào những tác động nhiệt và những tác động do tải trọng cơ học nếu có thể. Giá trị dự đoán của những tác động lên kết cấu do các biến dạng nhiệt và biến dạng đàn-nhót phải được đưa vào tính toán cho cả trường hợp tại thời điểm kết thúc thi công, và ở một thời điểm cuối với thời gian không xác định, và đưa vào tính toán trong kiểm tra biến dạng và lực trong kết cấu trong các giai đoạn thi công.

(2) Phân tích này phải bao gồm các bước từ lúc đóng rắn UHPC ở thời điểm tháo ván khuôn và sự vận chuyển nếu có, tới lúc tác dụng của các tải trọng thường xuyên và các tải trọng sau cùng. Tính toán về nhiệt đòi hỏi kiến thức về đường cong tỏa nhiệt chính, và thường đòi hỏi phải thiết lập lại khoảng thời gian của chu kỳ không hoạt động theo nhiệt độ. Thiết kế cơ học chủ yếu đòi hỏi dữ liệu tin cậy về sự tăng mô-đun khi bê tông đang còn mới dựa theo trạng thái thủy hóa đạt được, và dữ liệu tin cậy về co ngót với giả thiết rằng co ngót khô sớm không làm tăng độ lớn của biến dạng này do co ngót ướt tác động lên một vật liệu có kết cấu chưa hoàn chỉnh. Những dữ liệu này phụ thuộc rất nhiều vào loại UHPC được xem xét. TCVN P18-470 : 202X cung cấp những thông tin về việc xác định bằng thực nghiệm các tham số này.

#### V.2 Sử dụng mô hình phần tử hữu hạn để thiết kế kết cấu bằng UHPC

##### V.2.1 Thiết kế với giả thiết sự làm việc tuyến tính của UHPC

(1) Việc tính toán theo phần tử hữu hạn có thể được sử dụng để thiết kế kết cấu bằng UHPC khi kết cấu có một hình dạng “phức tạp” khác xa với các kết cấu thông thường cho phép áp dụng trực tiếp các nguyên lý sức bền vật liệu nằm trong các công thức và các kiểm tra của tiêu chuẩn này. Các phương pháp phần tử hữu hạn có thể thực hiện phân tích chi tiết về những vùng có các lực lớn và tập trung hoặc các phân tích ổn định của những cấu kiện mảnh phức tạp.

Việc sử dụng mô hình đàn hồi tuyến tính cho phân tích phần tử hữu hạn không làm phát sinh bất kỳ vấn đề phức tạp cụ thể nào, ngoại trừ yêu cầu đối với những cấu kiện mỏng là phải có sự chú ý đặc biệt tới sự rời rạc hóa không gian bằng cách tránh những cấu kiện chia lưới không thích hợp, do tỷ lệ kích thước của chúng.

Trong trường hợp các cấu kiện UHPC không có cốt thép, việc có thể sử dụng mô hình giàn ảo đòi hỏi kiến thức về hướng thực tế của các ứng suất kéo và nén chính trước khi nứt (đặc biệt là thông qua mô hình phần tử hữu hạn đàn hồi tuyến tính) để xác định rõ được một mô hình chống-giằng động học tương thích với hướng biến dạng trong kết cấu trước khi nứt.

### **V.2.2 Tính toán phi tuyến**

(1) Những mô hình vật liệu liên tục phi tuyến, hoặc mô hình phi tuyến với sự miêu tả rõ ràng các vết nứt ròi rạc, cho phép phân tích bằng việc sử dụng các tính toán phần tử hữu hạn phi tuyến của cấu kiện UHPC có hình dạng phức tạp trước khi nứt. Chúng có thể được sử dụng thêm vào hoặc như một cách thay thế cho các phương pháp nêu trong tiêu chuẩn này dựa vào các phân tích dầm, dàn dầm, phương pháp dẻo cho bản, và phương pháp giàn ảo phụ thuộc vào những giới hạn sau đây:

- tính dị hướng và sự không đồng nhất về không gian của ứng xử sau nứt gây nên bởi sự phân bố và hướng của cốt sợi trong kết cấu phải được đưa vào tính toán một cách thiên về an toàn, có kể đến việc đổ UHPC;
- ứng xử phi tuyến được chấp nhận trong tính toán, theo các hướng khác nhau và các phần kết cấu khác nhau, nếu cần, dựa vào dự đoán về sự phân bố và hướng của cốt sợi từ các mô hình dòng chảy (flow models), phải tương thích với tiêu chuẩn này và TCVN P18-470 : 202X, được sử dụng như một sự tham chiếu cho chỉ dẫn kỹ thuật của UHPC và chúng có vai trò như là cơ sở cho việc chấp nhận vật liệu trong quá trình thiết kế, thí nghiệm về sự phù hợp và thí nghiệm kiểm tra.
- giới hạn sự phù hợp của mô hình, xét về mặt biến dạng, phải được hiệu chỉnh bằng cách tham khảo ứng xử thực tế thu được trong thí nghiệm của kết cấu tương tự được chỉ định bởi thiết kế.
- bất kỳ sự chứng minh nào bằng mô hình phi tuyến cũng đều phải đi kèm với một phân tích chi tiết về độ nhạy của những kết quả chính của tính toán với những giả thiết được sử dụng.

### **V.3 Thiết kế chống va đập**

(1) Khi kết cấu bằng UHPC phải chịu tải trọng thiết kế do xung kích, va đập hoặc nổ, sự tăng cường độ chịu nén và chịu kéo của vật liệu có thể được kể đến, kể cả trong giai đoạn sau khi nứt, như đã được kiểm chứng bằng thực nghiệm với tốc độ biến dạng lên đến xấp xỉ  $1 \text{ s}^{-1}$ . Việc này là được phép, cho dù việc chứng minh được đưa ra bằng cách sử dụng tính toán động lực học phi tuyến hay bằng cách sử dụng phương pháp đơn giản hóa (chẳng hạn như mô hình hóa kết cấu bằng hệ dao động một bậc tự do).

Với dự đoán ban đầu trong quá trình nghiên cứu thiết kế sơ bộ, có thể sử dụng giá trị biểu thị về sự tăng cường độ chịu kéo bằng  $+1\text{MPa}/u.\log. 10$  (tốc độ biến dạng).

Trong các giai đoạn thiết kế chi tiết hơn khi ứng xử chịu xung kích là nguy hiểm, ứng xử kéo và nén ở tốc độ biến dạng cao của UHPC có thể được kiểm chứng bằng việc sử dụng dữ liệu từ nghiên cứu thiết

kế hoặc từ **thể nhận diện** của vật liệu. **TCVN P18-470** : 202X “UHPC: chỉ dẫn kỹ thuật, tính năng, sản xuất và sự tuân thủ” cung cấp những thông tin về sự **nhận dạng thực nghiệm** này.

#### **V.4. Thiết kế kết cấu liên hợp có chứa UHPC**

(1) Việc thiết kế một kết cấu liên hợp chứa UHPC liên kết với những vật liệu khác (thép, gỗ, bê tông thường, polymer cốt sợi, v.v) cũng sử dụng những quy tắc trong tiêu chuẩn này để lý giải cho phần kết cấu làm bằng UHPC và áp dụng giả thiết liên kết giữa các phần phù hợp với loại liên kết dự kiến sử dụng và điều kiện thi công của nó. Nếu có thể, cần kể đến co ngót do ngăn cản chuyển vị của UHPC liên quan đến liên kết này.

Việc tính toán tổng thể các lực được thực hiện với giả thiết ứng xử đàn hồi của các bộ phận, có kể đến khả năng giảm độ cứng của UHPC (phụ thuộc vào mức độ dự kiến của biến dạng không phục hồi).