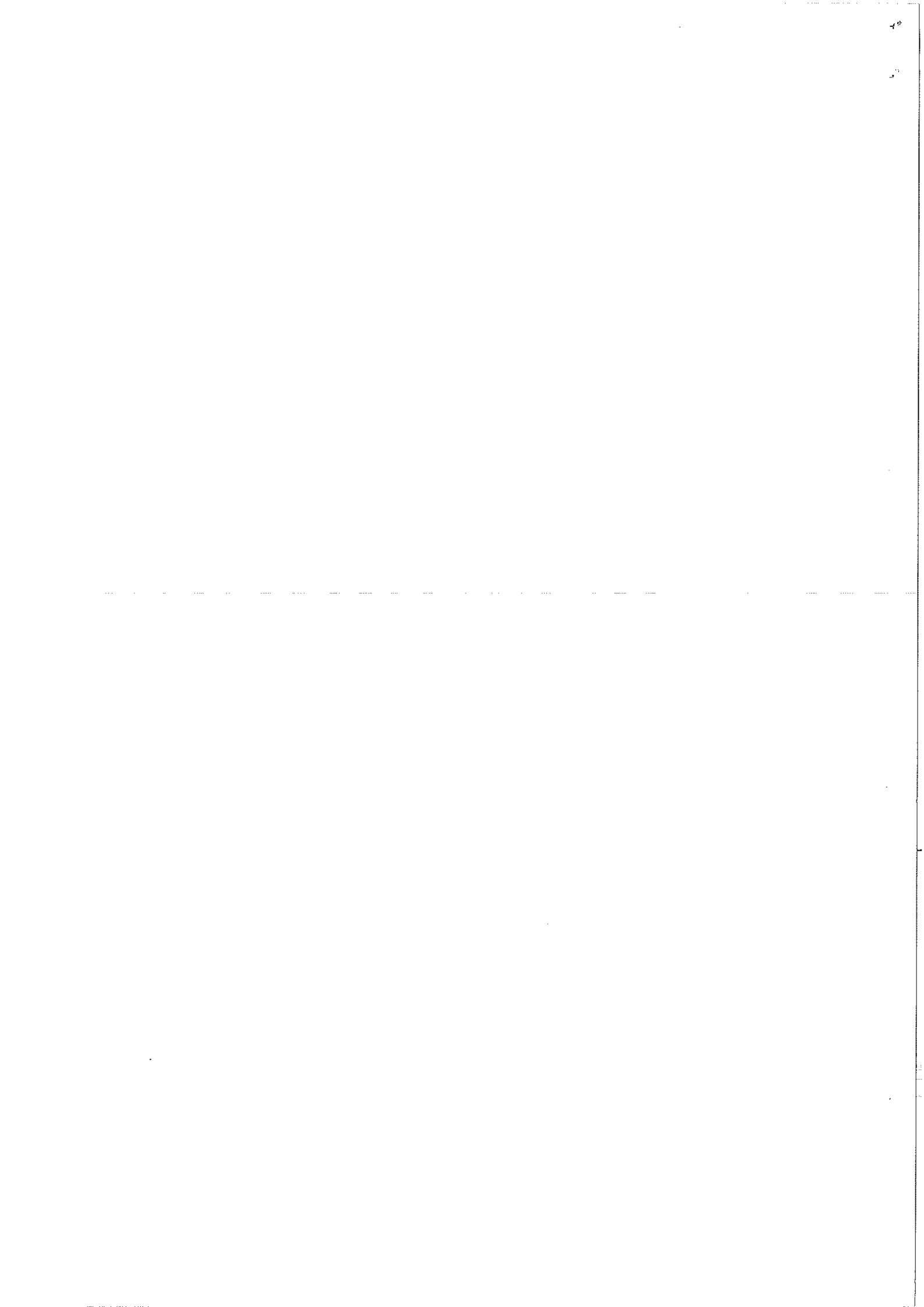


**STANDARDISATION
DES ELEMENTS
PREFABRIQUES EN
BETON POUR
BATIMENTS**

**STANDAARDISATIE
VAN DE GEPREFABRICEERDE
ELEMENTEN
IN BETON
VOOR GEBOUWEN**



Introduction.

De plus en plus nous construisons des bâtiments en utilisant des éléments préfabriqués en béton précontraint. Une standardisation de ces éléments s'impose, d'une part pour permettre à l'auteur de projet d'intégrer la préfabrication dans son projet sans atteinte au principe de la libre concurrence, d'autre part pour arriver à une meilleure rationalisation de la production, l'un et l'autre devant aboutir à une diminution du coût de nos constructions.

Sous l'impulsion de feu le Directeur Général A. de Graeve, une commission mixte Régie des Bâtiments FeBe fut créée qui, après une vingtaine de réunions, est arrivée à la rédaction définitive du document présent dans lequel vous trouverez aussi un exemple de calcul suivant la méthode aux états-limites de la nouvelle norme N.B.N. B15 - 103.

Je ne peux qu'exprimer le souhait que ce document de standardisation des éléments préfabriqués en béton pour les bâtiments soit un guide non seulement pour les auteurs de projets de la Régie des Bâtiments, mais aussi pour tous les auteurs de projets privés, architectes et ingénieurs conseils.

Le Directeur Général de la Régie des Bâtiments,
Ir. P. LEFEVRE.

Composition de la Commission.

Pour la Régie des Bâtiments :

- Monsieur A. DE GRAEVE (†), Directeur-Général de la Régie des Bâtiments, Président de la Commission.
- Monsieur A. VERKEYN, Ingénieur en Chef-Directeur du Service de Stabilité, Président de la Commission.
- Madame A.M. VAN SOENS-VAN DE CASTEELE, Ingénieur principal, Chef de Service.
- Monsieur Ph. DEBACKER, Ingénieur.

Pour la Société Nationale des Chemins de fer Belges :

- Monsieur DEVINCKE, représentant l'Ir. O. De Groote a assisté aux premières réunions comme observateur.

Pour la Fédération de l'Industrie du Béton (FeBe) :

- Madame BELFROID-RONVEAUX,
- Monsieur BIOTTO,
- Monsieur BOYENS,
- Monsieur DE BIE,
- Monsieur DE CLERCQ,
- Monsieur HUYGHE,
- Monsieur PAUWELS,
- Monsieur WERQUIN.

Secrétariat :

- Monsieur PROVE et Monsieur DE RYNCK de la FeBe.

Inleiding.

Meer en meer richten wij gebouwen op waarin geprefabriceerde elementen in voorgespannen beton verwerkt worden. Een standaardisatie van deze elementen dringt zich op, enerzijds om het de ontwerpers mogelijk te maken de prefabricatie te integreren in hun ontwerp zonder inbreuk op het principe van de vrije concurrentie, anderzijds om tot een grotere rationalisatie van de produktie te komen ; samen moet dit leiden tot een vermindering van de kostprijs van onze constructies.

Onder het impuls van wijlen Directeur-Generaal A. de GRAEVE, werd een gemengde werkgroep Regie van de Gebouwen - Febe samengesteld, die, na een twintigtal vergaderingen, de definitieve tekst van onderhavig dokument vastgelegd heeft, waarin U ook rekenvoorbeeld zult vinden volgens de methode van de grenstoestanden overeenkomstig de nieuwe norm N.B.N. B 15 - 103.

Ik kan slechts de wens uitdrukken dat dit dokument voor de standaardisatie van geprefabriceerde elementen in beton voor gebouwen, een gids moge zijn voor ontwerpers van de Regie der Gebouwen, maar ook voor alle privé-ontwerpers, architecten en raadgevende ingenieurs.

De Directeur-Generaal van de Regie der Gebouwen,
Ir. P. LEFEVRE.

Samenstelling van de Kommissie.

Voor de Regie der Gebouwen :

- De Heer A. DE GRAEVE (†), Directeur-Generaal van de Regie der Gebouwen, Voorzitter van de Kommissie.
- De Heer A. VERKEYN, Hoofdingenieur-Directeur van de Dienst voor Stabiteit, Voorzitter van de Kommissie.
- Mevrouw A.M. VAN SOENS-VAN DE CASTEELE, E.A. Ingenieur- Diensthoofd.
- De Heer Ph. DEBACKER, Ingenieur.

Voor de Nationale Maatschappij der Belgische Spoorwegen :

- De Heer DEVINCKE, vertegenwoordigde de Heer Ir. O. De Groote als waarnemer tijdens de eerste vergaderingen.

Voor de Federatie van de Betonindustrie (FeBe) :

- Mevrouw BELFROID-RONVEAUX,
- de Heer BIOTTO,
- de Heer BOYENS,
- de Heer DE BIE,
- de Heer DE CLERCQ,
- de Heer HUYGHE,
- de Heer PAUWELS,
- de Heer WERQUIN.

Sekretariaat :

- De Heer PROVE en de Heer DE RYNCK van de FeBe.

Standardisation des éléments préfabriqués en béton pour bâtiments.

Table des matières.

Chapitre 1 — Objet.

Chapitre 2 — Notions de base.

- 2.1. Dimensions d'un élément préfabriqué.
- 2.2. Ecart de forme des éléments.

Chapitre 3 — Prescriptions concernant les dimensions modulaires.

- 3.1. Dimensions modulaires des éléments.
- 3.2. Dimensions modulaires des bâtiments.

Chapitre 4 — Profils standardisés.

- 4.1. Colonnes.
- 4.2. Poutres.
- 4.3. Éléments de plancher.
- 4.4. Éléments de façade en béton architectonique.

Chapitre 5 — Tolérances.

- 5.1. Colonnes.
- 5.2. Poutres.
- 5.3. Éléments de plancher.

Chapitre 6 — Contrôle de la production.

- 6.1. Contrôle du béton.
- 6.2. Contrôle des aciers.
- 6.3. Contrôle de la mise en œuvre des matériaux.
- 6.4. Réparation du béton.

Chapitre 7 — Prescriptions de calcul.

- 7.1. Généralités.
- 7.2. Caractéristiques des matériaux.
- 7.3. Première méthode de calcul - Calcul aux états limites sous charge totale.
- 7.4. Deuxième méthode de calcul - Méthode élastique.
- 7.5. Exemple de calcul d'une poutre en béton précontraint suivant les 2 méthodes.
- 7.6. Exemple de calcul d'une colonne en béton armé suivant la méthode aux états limites.
- 7.7. Majoration du moment sous charges extérieures pour tenir compte du flambage de la colonne.
- 7.8. Calcul des déformations des éléments en béton précontraint.

Chapitre 8 — Résistance au feu.

Chapitre 9 — Détails technologiques.

- 9.1. Schémas-types de liaison.
- 9.2. Accessoires possibles.

Standaardisatie van de geprefabriceerde elementen in beton voor gebouwen.

Inhoudstafel.

Hoofdstuk 1 — Onderwerp.

Hoofdstuk 2 — Begripsbepalingen.

- 2.1. Afmetingen van een prefabelement.
- 2.2. Vormafwijkingen van de elementen.

Hoofdstuk 3 — Eïsen ten aanzien van de modulaire afmetingen.

- 3.1. Modulaire afmetingen van de elementen.
- 3.2. Modulaire afmetingen van de gebouwen.

Hoofdstuk 4 — Gestandaardiseerde profielen.

- 4.1. Kolommen.
- 4.2. Balken.
- 4.3. Vloerelementen.
- 4.4. Gevelelementen in architectonisch beton.

Hoofdstuk 5 — Toleranties.

- 5.1. Kolommen.
- 5.2. Balken.
- 5.3. Vloerelementen.

Hoofdstuk 6 — Produktiekontrolle.

- 6.1. Controle van het beton.
- 6.2. Controle van het staal.
- 6.3. Controle van de verwerking van de materialen.
- 6.4. Bijwerken van het beton.

Hoofdstuk 7 — Berekeningsvoorschriften.

- 7.1. Algemeenheden.
- 7.2. Karakteristieken van de materialen.
- 7.3. Eerste berekeningsmethode - Berekeningsmethode volgens de grenstoestanden onder volle last.
- 7.4. Tweede berekeningsmethode - Elastische methode.
- 7.5. Berekeningsvoorbeeld van een voorgespannen betonbalk volgens de 2 methoden.
- 7.6. Berekeningsvoorbeeld van een kolom in gewapend beton volgens de methode van de grenstoestanden.
- 7.7. Vermeerdering van het moment onder uitwendige last om rekening te houden met de knik van de kolom.
- 7.8. Berekening van de vervormingen van voorgespannen betonelementen.

Hoofdstuk 8 — Brandweerstand.

Hoofdstuk 9 — Technologische details.

- 9.1. Schema's - Verbindingswijzen.
- 9.2. Mogelijke toebehoren.

Chapitre 1 Objet.

Ce document a pour but de fixer un certain nombre de normes pour les éléments structurels préfabriqués des bâtiments à étages (bureaux, écoles et habitations).

Il se rapporte à des éléments en béton précontraint, à l'exception des colonnes et éléments de façade qui, pour la plupart, sont en béton armé.

Les aspects suivants y sont traités :

- la standardisation des dimensions conformément à la norme belge N.B.N. 180.
- la détermination des écarts admissibles de forme et de dimensions.
- l'établissement des prescriptions de calcul, de contrôle et d'exécution.

Les dimensions des différents éléments structurels sont définies aux figures ci-dessous :

1.1. Colonnes.

Hoofdstuk 1 Onderwerp.

Dit dokument heeft tot doel voor de geprefabriceerde structurele elementen van gebouwen van de utiliteitssektor (kantoor-, school- en woongebouwen) bepaalde normen vast te leggen.

Het betreft hier elementen in spanbeton met uitzondering van de gevelelementen en de kolommen, die meestal in gewapend beton zijn.

De volgende aspecten worden hierbij behandeld :

- de standaardisatie van de afmetingen in overeenstemming met de norm N.B.N. 180.
- het bepalen van de toelaatbare vorm- en maatafwijkingen.
- het opstellen van de voorschriften voor berekening, controle en uitvoering.

Volgende elementen waarvan de afmetingen gedefinieerd worden als op onderstaande figuren, worden behandeld :

1.1. Kolommen.

h.: hauteur.
a & b.: dimensions transversales.

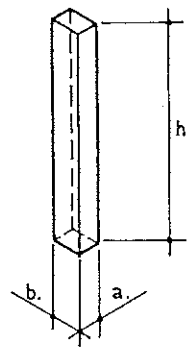


FIG. 1.1..

h.: hoogte.
a & b.: dwarsafmetingen.

1.2. Poutres.

1.2. Balken.

l.: longueur.
h.: hauteur.
b.: largeur.
o.: contre flèche.

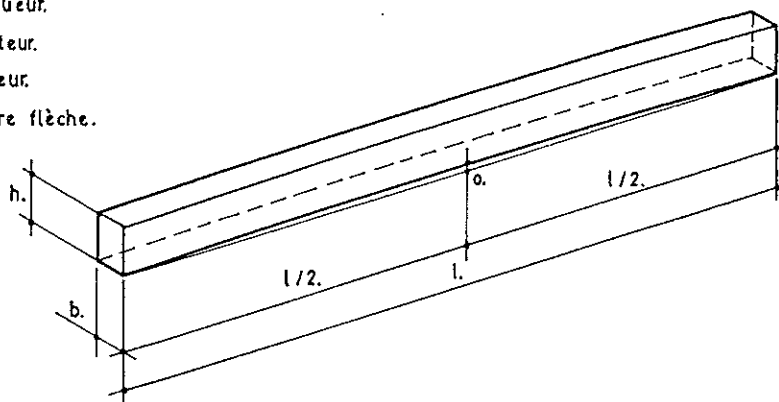


FIG. 1.2..

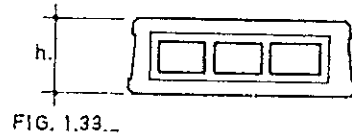
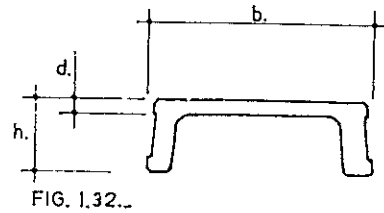
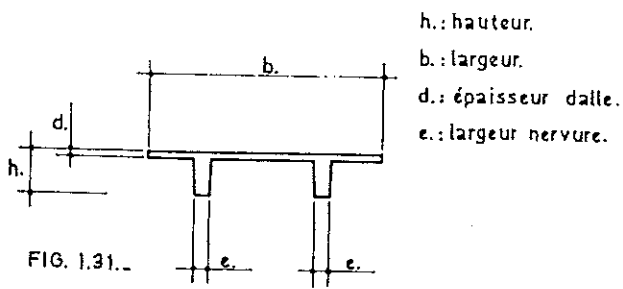
l.: lengte.
h.: hoogte.
b.: breedte.
o.: opbuiging.

Remarque : la contre flèche est fonction de l'âge de l'élément.

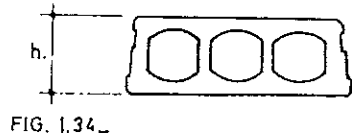
Opmerking : de opbuiging is functie van de ouderdom van het element.

1.3. Éléments de plancher.

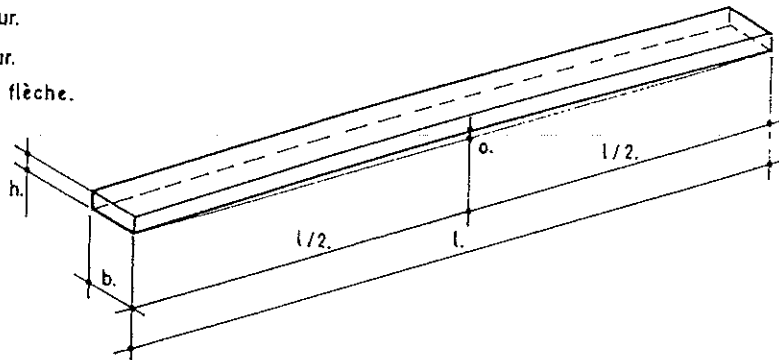
1.3. Vloerelementen.



h.: hoogte.
b.: breedte.
d.: plaatdikte.
e.: ribbreedte.



l.: longueur.
h.: hauteur.
b.: largeur.
o.: contre flèche.



l.: lengte.
h.: hoogte.
b.: breedte.
o.: opbuiging.

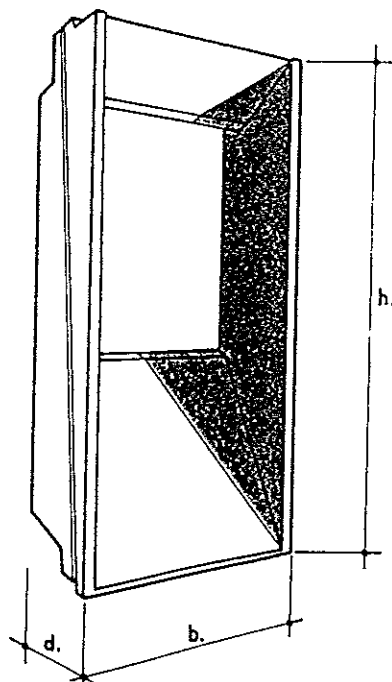
Remarque : la contre flèche est fonction de l'âge de l'élément.

Opmerking : De opbuiging is functie van de ouderdom van het element.

1.4. Éléments de façade.

1.4. Gevelelementen.

h.: hauteur.
b.: largeur.
d.: épaisseur.



h.: hoogte.
b.: breedte.
d.: dikte.

Notions de base.

2.1. Dimensions d'un élément préfabriqué.

2.1.1. Module de base M - Système de référence modulaire.

Le module de base M est l'unité de longueur sur laquelle toutes les dimensions des éléments de construction sont basées ; elle vaut 100 mm.

Sur base de ce module, on construit le système de référence modulaire : c'est un système tridimensionnel de plans perpendiculaires entre eux dont l'entre-distance est de M.

Ce système permet de situer dans l'espace les éléments de construction.

Système de référence modulaire :

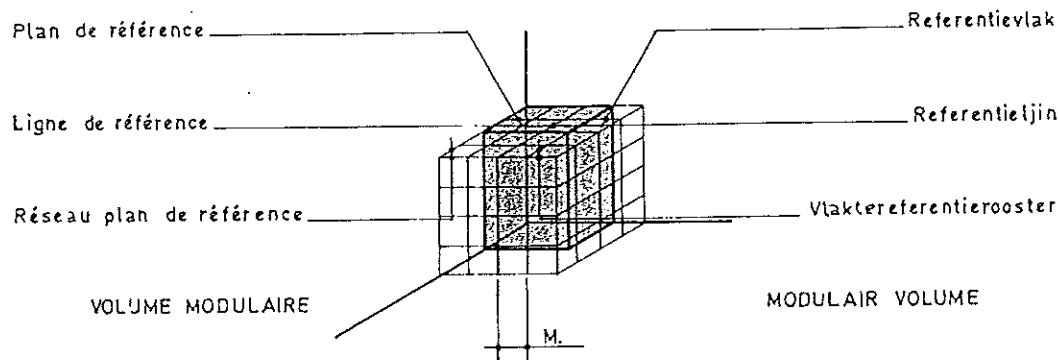


FIG. 2.1.-

Begripsbepalingen.

2.1. Afmetingen van een prefabelement.

2.1.1. Basismodule M - Modulair referentiestelsel.

De basismodule is de vastgestelde lengte-eenheid waarop alle maten van de bouw-elementen gebaseerd worden. Zij bedraagt 100 mm.

Op basis van deze module wordt het modulair referentiestelsel opgebouwd : dit is een tridimensionaal stelsel van loodrecht op elkaar staande vlakken op een onderlinge afstand M.

Dit stelsel laat toe de bouw-elementen in de ruimte te situeren.

Modulair referentiestelsel :

2.1.2. Dimensions modulaires des éléments préfabriqués.

Les dimensions modulaires sont les dimensions théoriques des éléments placés dans le système de référence modulaire. Elles ne tiennent pas compte de l'existence de joints et des tolérances sur les dimensions.

Les grandes dimensions modulaires des éléments préfabriqués sont toujours constituées d'un nombre entier de modules de base M (multiple de 100 mm). Pour les petites dimensions, hauteur de dalles de plancher et hauteur des poutres, les dimensions modulaires sont toujours constituées d'un nombre entier de demi-modules de base (multiple de 50 mm). Les éléments préfabriqués sont dénommés d'après leur dimension modulaire.

2.1.3. Dimensions nominales des éléments préfabriqués.

Les dimensions nominales sont les dimensions indiquées aux plans de fabrication et qu'on essaye de réaliser lors de la fabrication (elles sont aussi appelées dimensions de fabrication).

Ces dimensions tiennent compte de l'existence de joints.

La dimension nominale est égale à la dimension modulaire diminuée de deux fois la demi-largeur de joint nominale.

2.1.2. Modulaire afmetingen van de prefabelementen.

De modulaire afmetingen zijn de theoretische afmetingen van de elementen, ingeplant in het modulair referentiestelsel. Zij houden geen rekening met het bestaan van voegen en maatafwijkingen.

De grote modulaire afmetingen van prefabelementen bedragen steeds een geheel aantal basismodulen M (veelvoud van 100 mm). Voor de kleinere afmetingen, nl. hoogte vloerplaten en hoogte balken, bedragen de modulaire afmetingen steeds een geheel aantal halve basismodulen (veelvoud van 50 mm). De prefabelementen worden benaamd met hun modulaire afmeting.

2.1.3. Nominale afmetingen van de prefabelementen.

De nominale afmetingen zijn de afmetingen aangeduid op de fabricatieplannen en waarnaar gestreefd wordt bij de fabricatie (ook fabricatieafmeting genoemd).

Deze maten houden rekening met het bestaan der voegen.

De nominale maat is gelijk aan de modulaire, verminderd met tweemaal de halve nominale voegbreedte.

2.1.4. Dimensions réelles des éléments préfabriqués.

Les dimensions réelles sont obtenues par mesurage direct de l'élément.

2.1.5. Ecart sur les dimensions et tolérances.

La différence algébrique entre la dimension réelle et la dimension nominale est l'écart sur la dimension. Suivant que la différence est positive ou négative, on parle d'écart positif ou négatif. Les valeurs admissibles pour les écarts positifs ou négatifs des dimensions des éléments préfabriqués sont définies au chapitre 5.

La somme en valeur absolue des écarts admissibles positif et négatif est la tolérance de dimension de l'élément préfabriqué.

2.1.6. Relation entre les dimensions modulaire, nominale et réelle, les écarts sur les dimensions et les tolérances.

2.1.4. Werkelijke afmetingen van de prefabelementen.

De werkelijke afmetingen worden bekomen door rechtstreekse meting van het element.

2.1.5. Maatafwijkingen en toleranties.

Het algebraïsch verschil tussen de werkelijke en de nominale afmeting vormt de maatafwijking. Naargelang het verschil positief of negatief is spreekt men van positieve en negatieve maatafwijking. De toelaatbare waarden van de positieve en negatieve maatafwijkingen van prefabelementen worden vastgelegd in hoofdstuk 5.

De som van de absolute waarden van de toelaatbare positieve en negatieve maatafwijking is de tolerantie op de afmeting van het prefabelement.

2.1.6. Verband tussen modulaire, nominale en werkelijke afmetingen, maatafwijkingen en toleranties.

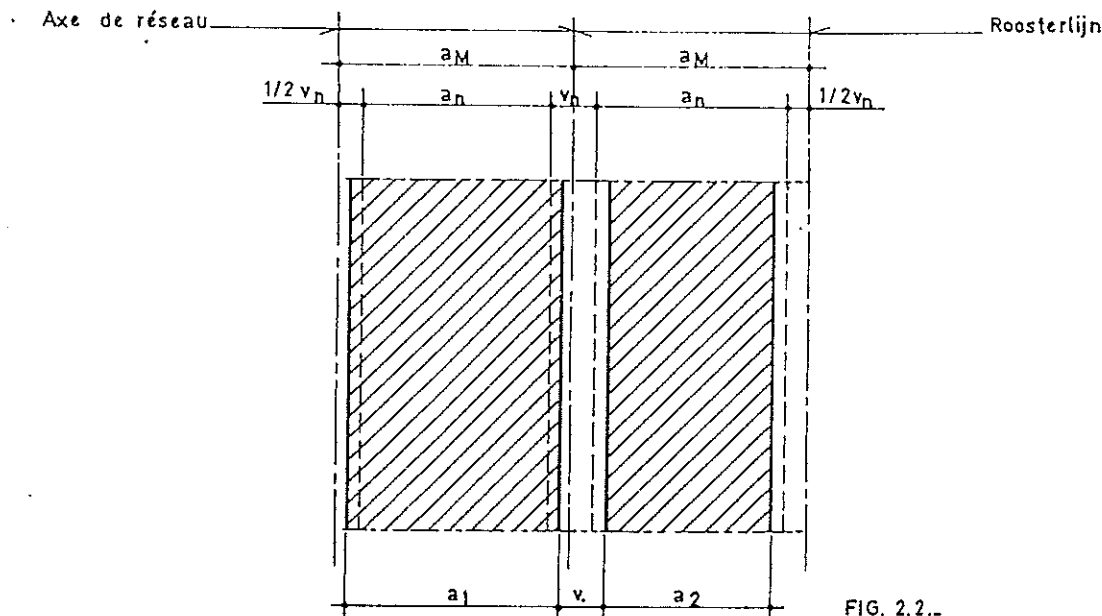


FIG. 2.2..

a_M	dimension modulaire de l'élément.
a_n	dimension nominale de l'élément.
a_1, a_2, \dots	dimensions réelles de l'élément.
v_n	largeur nominale du joint entre 2 éléments.
v	largeur réelle du joint entre 2 éléments.
$e_1 = a_1 - a_n$	écart positif ou négatif sur la dimension de l'élément
$e_2 = a_2 - a_n$	pour l'élément a_1 : écart positif. pour l'élément a_2 : écart négatif.
e_+	écart positif admissible.
e_-	écart négatif admissible.
$a_n + e_+$	dimension maximale admissible de l'élément.
$a_n + e_-$	dimension minimale admissible de l'élément.
$t = e_+ + e_- $	tolérance sur la dimension de l'élément.

a_M	modulaire afmeting van het element.
a_n	nominale afmeting van het element.
a_1, a_2, \dots	werkelijke afmetingen van het element.
v_n	nominale voegbreedte tussen 2 elementen.
v	werkelijke voegbreedte tussen 2 elementen.
$e_1 = a_1 - a_n$	maatafwijkingen van het element, positief of negatief.
$e_2 = a_2 - a_n$	bij element a_1 : positief. bij element a_2 : negatief.
e_+	toelaatbare positieve maatafwijking.
e_-	toelaatbare negatieve maatafwijking.
$a_n + e_+$	toelaatbare maximale afmeting van het element.
$a_n + e_-$	toelaatbare minimale afmeting van het element.
$t = e_+ + e_- $	tolerantie op de afmeting van het element.

2.2. Ecart sur la forme des éléments.

L'importance des écarts sur la forme d'un élément préfabriqué dépend de la fonction de cet élément.

La définition des écarts de forme pour un élément déterminé ainsi que leur valeur admissible sont donnés au chapitre 5.

2.2. Vormafwijkingen van de elementen.

Het belang van de vormafwijkingen van een prefabelement hangt nauw samen met de functie van dit element.

De definities van de vormafwijkingen die tussenkomen bij een bepaald element evenals de toelaatbaarheid ervan, worden gegeven in hoofdstuk 5.

Prescriptions concernant les dimensions modulaires.

3.1. Dimensions modulaires des éléments.

Les dimensions modulaires principales sont les suivantes :
(n = nombre entier positif)

3.1.1. Colonnes

dimensions transversales : nM
hauteur : 2 nM

3.1.2. Poutres

largeur : nM
hauteur : $\frac{n}{2}$ M
longueur : nM

3.1.3. Eléments de plancher

largeur : 6 nM
exceptionnellement 3 nM
hauteur : $\frac{n}{2}$ M
longueur : nM

3.1.4. Eléments de façade.

largeur : 6 nM
hauteur : 2 nM
épaisseur : nM

Pour les éléments d'allèges, aucune prescription modulaire vis-à-vis de la hauteur et de l'épaisseur n'est imposée.

3.2. Dimensions modulaires des bâtiments.

En ce qui concerne la longueur, la largeur et la hauteur des bâtiments, l'auteur de projet doit tenir compte des dimensions modulaires des éléments constitutifs.

Remarque : il est souhaitable que l'épaisseur totale du plancher (revêtement de sol, élément porteur avec une éventuelle couche de compression, vide technique et faux plafond) corresponde à un nombre entier de modules de base, ceci dans l'optique de la modulation des cloisons.

Eisen ten aanzien van de modulaire afmetingen.

3.1. Modulaire afmetingen van de elementen.

Principieel zijn de modulaire afmetingen de volgende :
(n = geheel positief getal)

3.1.1. Kolommen.

dwarsafmetingen : nM
hoogte : 2 nM

3.1.2. Balken.

breedte : nM
hoogte : $\frac{n}{2}$ M
lengte : nM

3.1.3. Vloerelementen.

breedte : 6 nM
uitzonderlijk 3 nM
hoogte : $\frac{n}{2}$ M
lengte : nM

3.1.4. Gevelelementen.

breedte : 6 nM
hoogte : 2 nM
dikte : nM

Voor de borstweringselementen worden geen modulaire eisen gesteld aan de hoogte en de dikte.

3.2. Modulaire afmetingen van de gebouwen.

Voor wat betreft de lengte, breedte en hoogte van de gebouwen moet de ontwerper rekening houden met de modulaire afmetingen van de samenstellende elementen.

Opmerking : het is wenselijk dat de totale dikte van de vloer (vloerbekleding, dragend vloerelement met eventueel druklaag, vrije ruimte en plafondbekleding) overeenstemt met een geheel aantal basismodulen, dit met het oog op de modulatie van de schotten.

4.1. Colonne.

4.1. Kolommen.

4.1.1. Types.

4.1.1. Types.

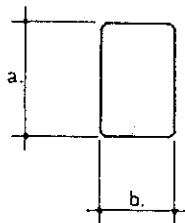


FIG. 4.1..

Les colonnes préfabriquées sont de section carrée ou rectangulaire.

De geprefabriceerde kolommen hebben een vierkante of rechthoekige doorsnede.

4.1.2. Dimensions modulaires des profils standardisés (en mm).

4.1.2. Modulaire afmetingen van de gestandaardiseerde profielen (in mm)

Dimensions transversales :

Dwarsafmetingen :

a_M \ b_M	300	400	500	600
200	X	X		
300	X	X	X	
400		X	X	X
500			X	X

L'entre-distance des consoles est un multiple de 200 mm.

De tussenafstand van de consoles is een veelvoud van 200 mm.

4.1.3. Dimensions nominales.

Les dimensions nominales transversales sont égales aux dimensions modulaires moins 10 mm.

(Ceci est à considérer actuellement comme une tendance du marché et pas encore comme une imposition).

Les arêtes peuvent être remplacées par un chanfrein de 10 mm x 10 mm.

4.1.3. Nominale afmetingen.

De nominale dwarsafmetingen zijn gelijk aan de modulaire afmetingen verminderd met 10 mm.

(Deze regel is nog te beschouwen als een tendens en niet als een strikte verplichting).

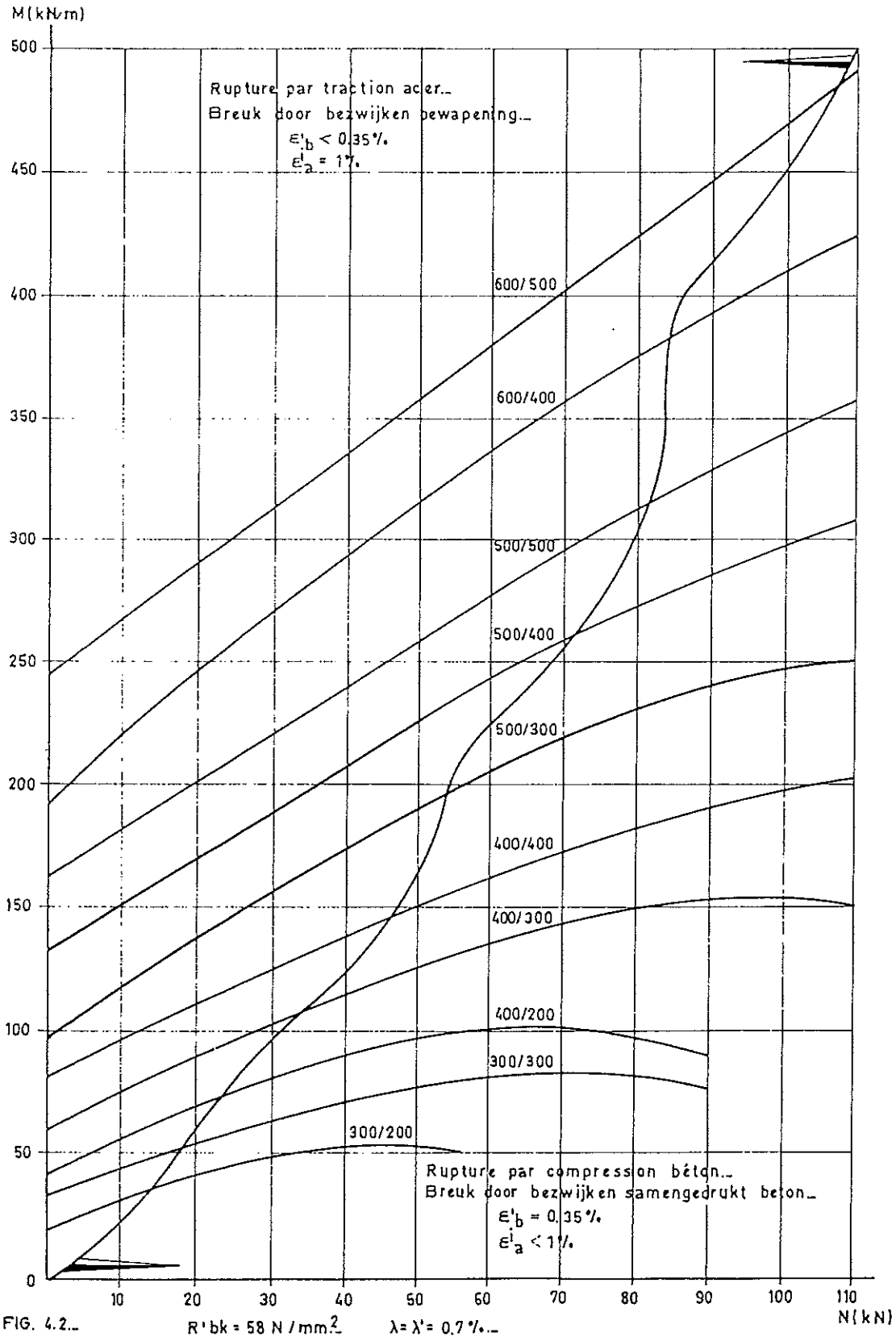
De ribben mogen gebroken worden met een afschuining van 10 mm x 10 mm.

4.1.4. Abaque d'utilisation.

Pour un pourcentage d'acier de compression (λ') et de traction (λ) égal à 0,7 %, l'abaque d'utilisation indique, pour les différents profils standardisés, le moment fléchissant maximal (dans lequel doit être compris le moment complémentaire de flambage) que peut reprendre la colonne en fonction de la charge verticale (voir chapitre 7.6. et 7.7.).

4.1.4. Gebruikskurve.

Bij een wapeningspercentage van 0.7 % voor het gedrukt staal (λ') en 0.7 % getrokken staal (λ) duidt de gebruikskurve, voor de verschillende standaardprofielen, het maximum buigmoment aan dat de kolom kan opvangen, in functie van de verticale last. (In dit buigmoment dient het complementaire moment voor knik begrepen te zijn) (zie hoofdstuk 7.6. en 7.7.).



4.1.5. Consoles standardisées.

Les consoles se présentent comme indiqué sur la figure ci-dessous :

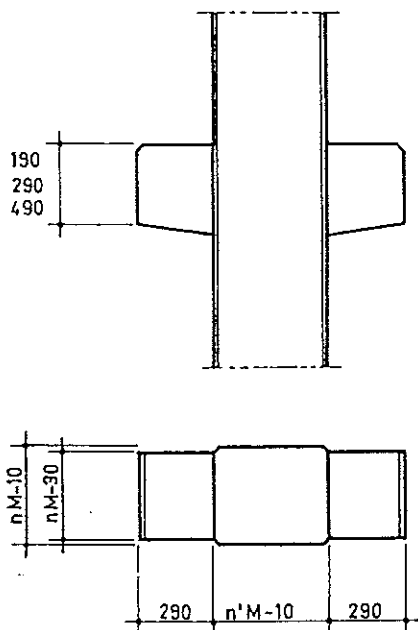
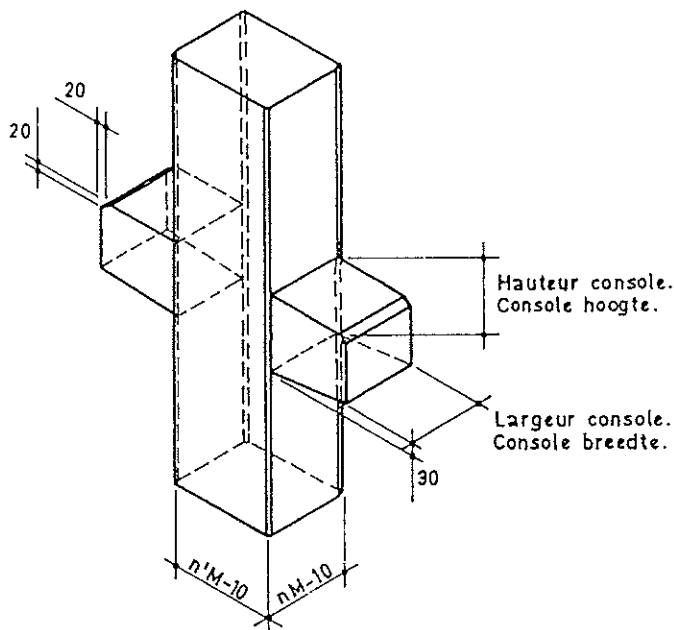


FIG. 4.3.

4.1.5. Gestandaardiseerde consoles.

De consoles worden uitgevoerd zoals aangegeven op onderstaande figuur :



Dans le tableau ci-dessous sont reprises les dimensions nominales des consoles standardisées et la charge utile qu'elles peuvent reprendre. Il n'a pas été tenu compte des charges horizontales supérieures à $1/2$ charge verticale ni d'efforts de torsion.

Les hauteurs suivies de la lettre « P » se rapportent aux consoles de hauteur réduite, renforcées par des poutrelles. Ces solutions sont toujours plus coûteuses.

In de volgende tabel zijn de nominale afmetingen van de gestandaardiseerde consoles en de last die zij kunnen opnemen weergegeven. Hierbij is geen rekening gehouden met horizontale belastingen die groter zijn dan de $1/2$ verticale belasting, noch met wringing.

De hoogtematen, gevolgd door de letter « P » hebben betrekking op consoles met beperkte hoogte, versterkt met staalprofielen. Deze oplossingen zijn steeds duurder.

largeur breadte (mm)	hauteur hoogte (mm)	charge utile nuttige last(kN)
170	290	86
170	190 P	80
270	290	138
270	490	174
270	190 P	130
270	290 P	180
370	290	191
370	490	239
370	190 P	210
370	290 P	245
470	290	243
470	490	304
470	190 P	240
470	290 P	340
570	290	298
570	490	372
570	190 P	320
570	290 P	430

4.2. Poutres.

4.2.1. Types.

En principe, ces poutres sont de section carrée ou rectangulaire. Eventuellement, elles peuvent être fabriquées avec un rehaussement, de sorte que la section soit en \perp ou en L.

En ce qui concerne les possibilités de fabrication de ces dernières poutres, les auteurs de projet s'adresseront aux fabricants.

4.2.2. Dimensions modulaires des profils standardisés (en mm).

- A : Poutres fabriquées uniquement en L ou \perp .
- B : Poutres rectangulaires.
- C : Poutres rectangulaires avec béton de 2^e phase.

b_M \ h_M	300	400	500	600	700	800
150	A	A	A	A	A	A
250	A	A	A	A	A	A
300	B	B	C	C	C	C
400	B	B	C	C	C	C
500	B	B	C	C	C	C
600	B	B	C	C	C	C

Les dimensions modulaires des rehaussements sont également des multiples de 50 mm.

Exemples :

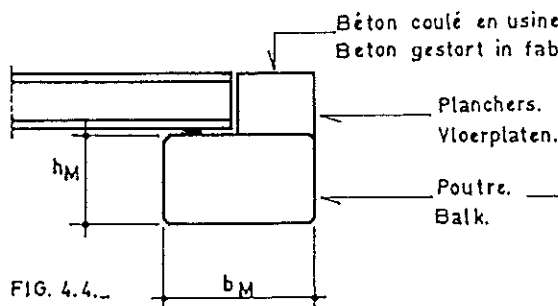


FIG. 4.4..

4.2. Balken.

4.2.1. Types.

In beginsel hebben deze balken een vierkante of rechthoekige doorsnede. Desgevallend mogen zij gefabriceerd worden met een bijkomende rib zodat \perp of L doorsneden ontstaan.

In verband met de fabricatiemogelijkheden van deze laatste balken zullen de ontwerpers zich richten tot de fabrikanten.

4.2.2. Modulaire afmetingen van de gestandaardiseerde profielen (in mm).

- A : Geprefabriceerde balken uitsluitend L of \perp .
- B : Rechthoekige balken.
- C : Rechthoekige balken met beton 2^e fase.

De modulaire afmetingen van de bijkomende ribben zijn eveneens een veelvoud van 50 mm.

Voorbeelden :

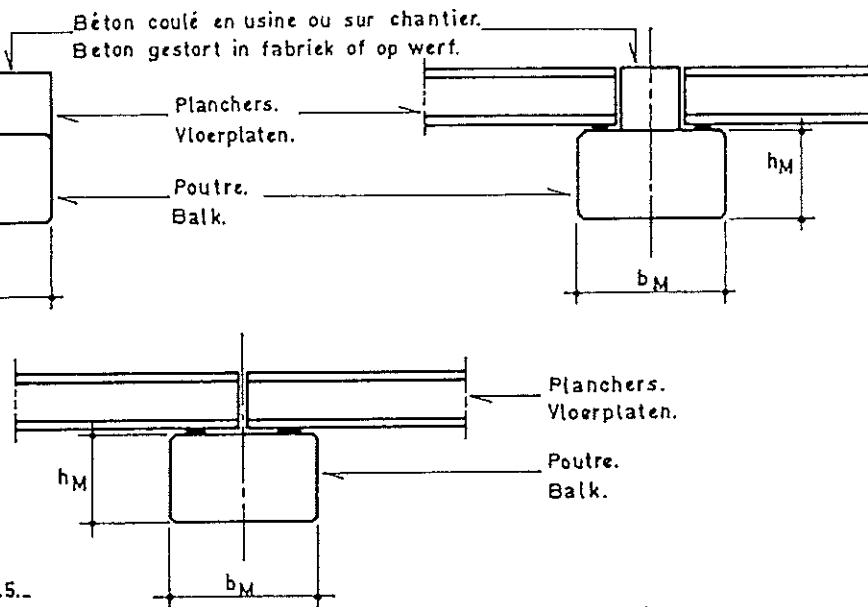


FIG. 4.5..

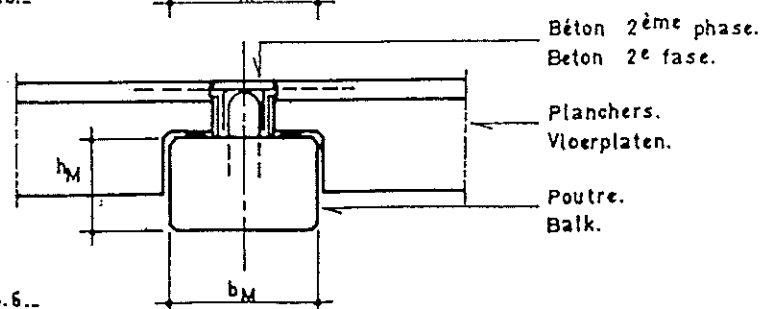


FIG. 4.6..

4.2.3. Dimensions nominales.

La hauteur et la largeur nominales sont égales à la dimension modulaire moins 10 mm. (Ceci est à considérer actuellement comme une tendance de marché et pas encore comme une imposition).

Les arêtes longitudinales peuvent avoir des chanfreins de 10 mm x 10 mm.

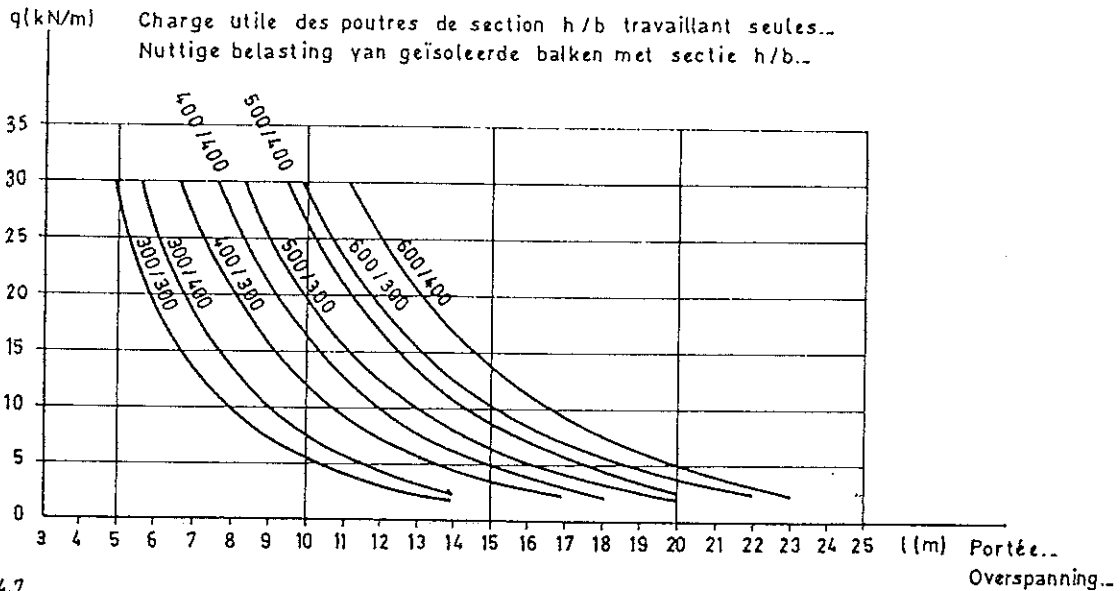
4.2.3. Nominale afmetingen.

De nominale hoogten en de breedten zijn gelijk aan de modulaire afmetingen verminderd met 10 mm. (Deze regel is nog te beschouwen als een tendens en niet als een strikte verplichting).

De langsribben mogen afgeschuind worden met een afschuining van 10 mm x 10 mm.

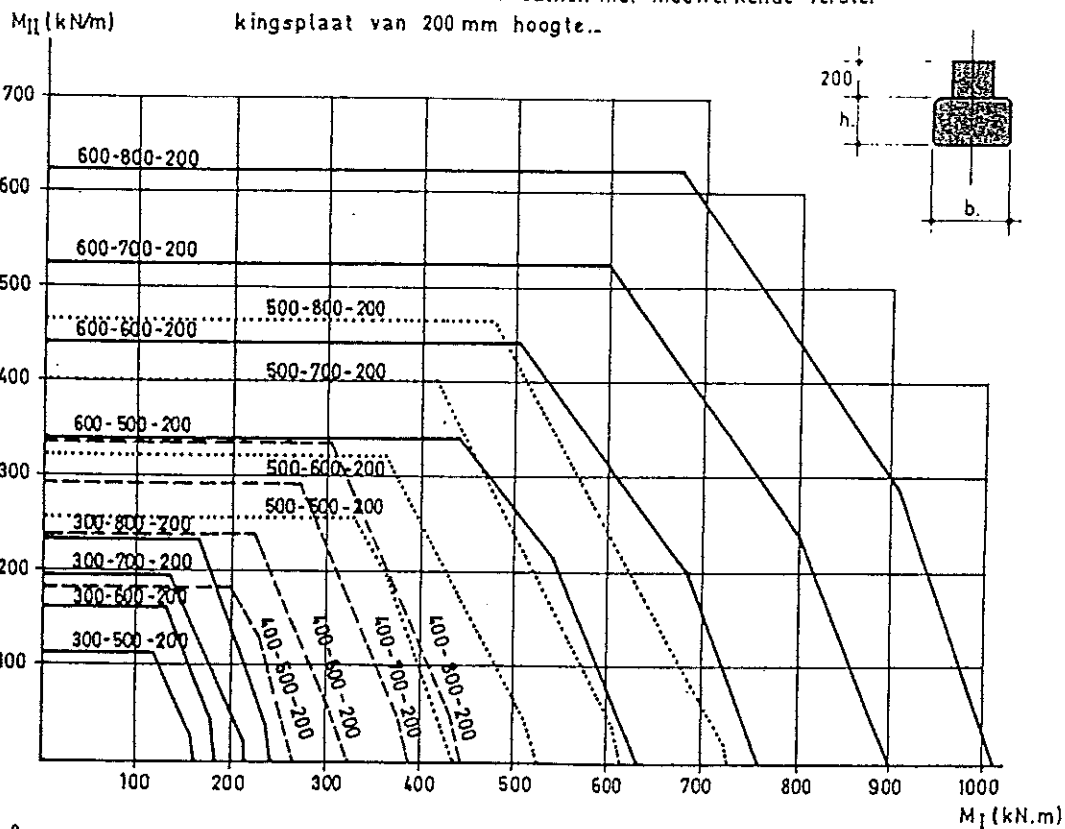
4.2.4. Abaques d'utilisation.

4.2.4. Gebruikskurve.



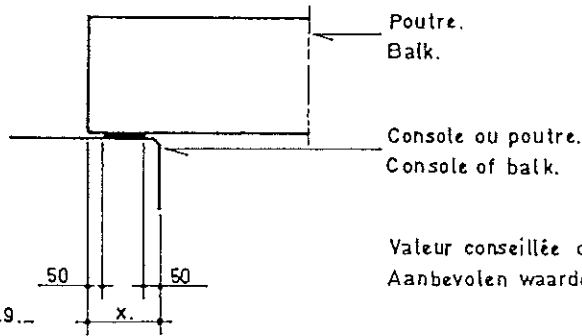
M_I : moment de 1^{ère} phase (poutre seule) des poutres de section h/b..
moment in 1^{ste} fase (geïsoleerde balk) van balken met sectie h/b..

M_{II} : moment de 2^{ème} phase de ces poutres travaillant avec béton de renfort hauteur 200 mm..
moment in 2^{de} fase van deze balken met meewerkende versterkingsplaat van 200 mm hoogte..



4.2.5. Appuis.

4.2.5. Opleggingen.



Valeur conseillée de x (mm)... $x = 100 + \text{largeur appareil d'appui}$...
 Aanbevolen waarde voor x (mm)... $x = 100 + \text{breedte oplegplaat}$...

FIG. 4.9...

4.2.6. Abouts de poutres avec encoches.

Les abouts de poutres peuvent être encochés afin de dissimuler la présence de la console sur la colonne ou en cas d'appui d'une poutre sur une poutre.

Principe (dessin modulaire)

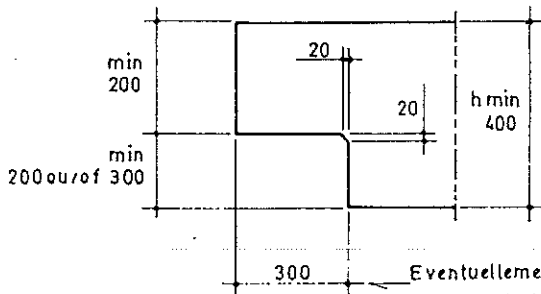


FIG. 4.10...

Eventuellement 200 mm en cas d'appui sur poutre moyennant justification...
 Eventueel 200 mm bij oplegging op een balk mits verantwoording...

En ce qui concerne la charge portante de la console d'extrémité de la poutre, il y a lieu de s'inspirer des charges portantes des consoles sur colonnes.

Moyennant justification, on peut utiliser la largeur supplémentaire de la poutre vis-à-vis de la largeur de la console.

4.2.6. Eindblokken met inkepingen.

De eindblokken mogen van inkepingen voorzien zijn om de aanwezigheid van consoles aan de kolommen te verbergen of wanneer een balk op een andere balk steunt.

Principe (modulaire tekening).

De draagkracht van de eindblokconsole van de balk kan vergeleken worden met de draagkracht van de consoles aan de kolommen.

Mits verantwoording mag de bijkomende breedte van de balk t.o.v. van de breedte van de console in aanmerking genomen worden.

4.3. Planchers.

4.3. Vloerplaten.

4.3.1. Types.

Il y a trois types d'éléments de planchers :

- les éléments TT.
- les U renversés.
- les éléments caissons.

4.3.1. Types.

Er zijn drie types vloerplaten :

- de TT elementen.
- de omgekeerde U.
- de kokerelementen.

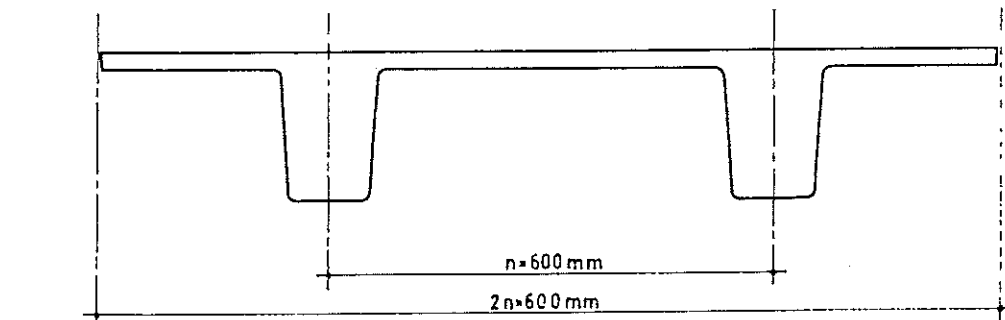


FIG. 4.11...

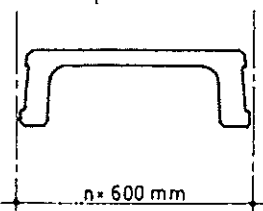


FIG. 4.12...

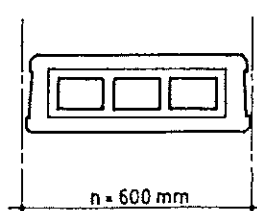


FIG. 4.13...

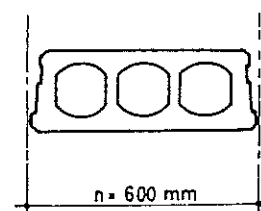


FIG. 4.13...

4.3.2. Dimensions modulaires des profils standardisés (en mm).

a) pour les TT :

Entre-axes nervures	$\begin{matrix} h_M \\ b_M \end{matrix}$	300	350	400	450	500	550	650	750	Hartafstand tussen ribben
		600 1200	1200 2400	X	X	X	X	X	X	

(1) pour cet élément, s'informer auprès des fabricants.

b) pour les U renversés
hauteurs : 150, 200, 250, 300, 350.
largeur : 600.

c) pour les caissons
hauteurs : 150, 200, 250, 300, 350, 400.
largeurs : 600, 1200.

Dans la hauteur est comprise l'épaisseur de la couche de renforcement éventuelle.

4.3.3. Dimensions nominales

— **largeur** : à la partie la plus large, la dimension nominale est égale à la dimension modulaire moins 2 à 5 mm ; à la partie supérieure lorsqu'il y a remplissage au mortier, elle est égale à la dimension modulaire moins 20 à 50 mm.

— **hauteur** : la hauteur nominale est égale à la hauteur modulaire.

— **épaisseur de la table** :

a) Pour des charges $\leq 7000 \text{ N/m}^2$.

L'épaisseur nominale de la table est au moins égale à 50 mm pour les planchers dont les nervures sont distantes de 1200 mm d'axe en axe et au moins égale à 30 mm pour les planchers dont les nervures sont distantes de 600 mm. Toutefois, pour les planchers à évidements circulaires ou analogues, ce minimum est de 25 mm.

b) Pour des charges $> 7000 \text{ N/m}^2$.

L'épaisseur nominale de la table est déterminée par le calcul ou par des essais, sans descendre sous les valeurs fixées ci-dessus. Pour les planchers du type U renversé, il faut une table d'au moins 50 mm d'épaisseur ou une solution avec une couche de renforcement.

4.3.4. Joints horizontaux entre éléments de plancher et liaisons extérieures.

Les éléments de plancher sont conçus de telle sorte que les charges appliquées à un élément sont transmises partiellement aux éléments voisins. A cet effet, les faces latérales des éléments sont rugueuses ou pourvues d'encoches et présentent des dispositions permettant la mise en place d'un mortier de solidarisation. A défaut de cela, une couche de renforcement armée peut jouer ce rôle.

4.3.2. Modulaire afmetingen van de gestandaardiseerde profielen (in mm).

a) voor de TT :

Entre-axes nervures	$\begin{matrix} h_M \\ b_M \end{matrix}$	300	350	400	450	500	550	650	750	Hartafstand tussen ribben
		600 1200	1200 2400	X	X	X	X	X	X	

(1) voor dit element, de fabrikant raadplegen.

b) voor de omgekeerde U
hoogte : 150, 200, 250, 300, 350.
breedte : 600.

c) voor de kokerelementen
hoogte : 150, 200, 250, 300, 350, 400.
breedte : 600, 1200.

In de hoogtemaat is de dikte van een eventuele versterkingslaag begrepen.

4.3.3. Nominale afmetingen.

— **breedte** : op het breedste deel, is de nominale afmeting gelijk aan de modulaire afmeting verminderd met 2 tot 5 mm ; wanneer er opvulling met mortelspecie voorzien wordt, is de afmeting van de bovenbreedte gelijk aan de modulaire afmeting verminderd met 20 tot 50 mm.

— **hoogte** : de nominale hoogte is gelijk aan de modulaire hoogte.

— **dikte van de plaat** :

a) Voor de belastingen $\leq 7000 \text{ N/m}^2$.

De nominale dikte van de plaat is ten minste gelijk aan 50 mm voor de vloerplaten waarvan de hartafstand tussen de ribben 1200 mm bedraagt en minstens 30 mm voor de vloerplaten waarvan de hartafstand tussen de ribben 600 mm bedraagt.

Dit laatste minimum wordt teruggebracht tot 25 mm voor de platen met cirkelvormige of analoge uitsparingen.

b) Voor de belastingen $> 7000 \text{ N/m}^2$.

De nominale dikte van de plaat wordt afgeleid uit berekeningen of proeven maar bedraagt nooit minder dan bovenvermelde waarden. Voor vloeren van het omgekeerde U type, moet de plaat minstens 50 mm dikte hebben of dient een oplossing met versterkingslaag te worden voorzien.

4.3.4. Horizontale voegen tussen vloerelementen en uitwendige verbindingen.

De vloerelementen zijn zodanig opgevat dat de belastingen uitgeoefend op een element gedeeltelijk overgedragen worden op de naastliggende elementen. Daartoe worden de zijvlakken van de elementen ruw gehouden of van inkepingen voorzien en bevatten zij voorzieningen om het aanbrengen van een verbindingsmortel mogelijk te maken. Bij ontbreken hiervan, kan een gewapende versterkingslaag dezelfde rol spelen.

Pour les éléments TT, la liaison peut être complétée par la soudure de profilés métalliques.

D'autre part, dans beaucoup de cas, les planchers constituent des poutres horizontales (transmettant essentiellement les efforts du vent) ou assurent la liaison et le chaînage entre les éléments porteurs verticaux.

Les joints et les liaisons extérieures doivent être prévus pour reprendre ces sollicitations (joints crantés, armatures dans les joints, couche de renforcement armée, ancrage suffisant des planchers aux éléments verticaux).

4.3.5. Appuis.

En cas d'appui simple sur un support en béton, la longueur d'appui minimum est de :

70 mm pour des planchers jusqu'à 250 mm d'épaisseur,
120 mm pour des planchers d'épaisseur supérieure à 250 mm.

Dans le cas de planchers avec barres d'attente de section suffisante et suffisamment ancrées dans la poutre de chaînage, l'appui de pose provisoire est de 40 mm.

Voor de TT elementen kan de verbinding worden vervolledigd met gelaste staalprofielen.

Anderzijds doen de vloerplaten in vele gevallen dienst als horizontale balken (die voornamelijk windkrachten overbrengen) of als verbinding en stut van de verticale dragende elementen. De voegen en de uitwendige verbindingen moeten aangepast worden voor het opvangen van deze belastingen (ingekepte voegen, bewapening in de voegen, gewapende versterkingslaag, voldoende verankering van de vloerplaten aan de verticale elementen).

4.3.5. Oplegstukken.

In geval van enkelvoudige oplegging op betonsteun is de minimum lengte van de oplegging :

70 mm voor de platen tot 250 mm dikte,

120 mm voor de platen boven 250 mm dikte.

In geval van vloerplaten met wachtstaven van voldoende sectie en behoorlijk verankerd in de draagbalken, is een voorlopige oplegging van 40 mm te voorzien.

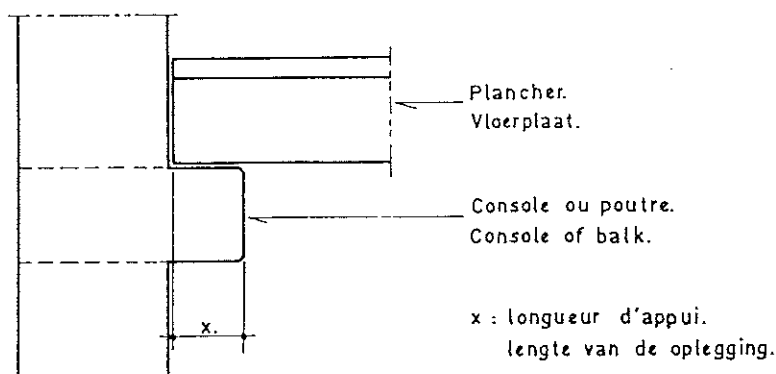


FIG. 4.14.

4.3.6. Fixation faux-plafond.

Il y a possibilité d'accrochage soit tous les 600 mm, soit tous les 1200 mm. Dans le cas des éléments TT, on peut incorporer un rail en métal ou en matière plastique dans les nervures. Dans les éléments U renversés et caissons, il n'est pas possible d'incorporer des rails et des douilles.

Pour ces éléments, des tiges sont à placer dans les joints.

4.3.6. Bevestiging valsplafond.

Bevestigingspunten zijn mogelijk om de 600 mm of om de 1200 mm. Bij TT elementen kunnen in de ribben rails uit metaal of kunststof ingewerkt worden. In omgekeerde U elementen en kokerelementen is het plaatsen van rails of hulzen onmogelijk. Bij deze elementen moeten stangen geplaatst worden in de voegen.

4.3.7. Contreflèche.

Lors de l'établissement des projets, il y a lieu de tenir compte du fait que les éléments en béton précontraint présentent une contreflèche dont la valeur peut atteindre $1/300^{\circ}$ de la portée.

4.3.7. Opbuiging.

Bij het opstellen van de ontwerpen moet ermee rekening gehouden worden dat voorgespannen elementen een opbuiging vertonen waarvan de waarde $1/300^{\circ}$ van de overspanning kan bedragen.

4.3.8. Flèches.

Par la flèche f on entend la déformation élastique sous charge utile mesurée à partir de la forme obtenue après achèvement du plancher brut. Cette flèche est limitée à $1/800^e$ de la portée.

Toutefois lorsque le plancher porte des éléments de construction peu déformables (murs par exemple), la rigidité doit être augmentée en conséquence.

4.3.9. Abaques d'utilisation.

Lors de l'établissement du projet, le choix du profil et de la hauteur est déterminé en fonction des données des abaques ci-après :

- abaque TT entre-axe nervures 600 mm
- abaque TT entre-axe nervures 1200 mm
- abaque
- abaque

4.3.8. Doorbuiging.

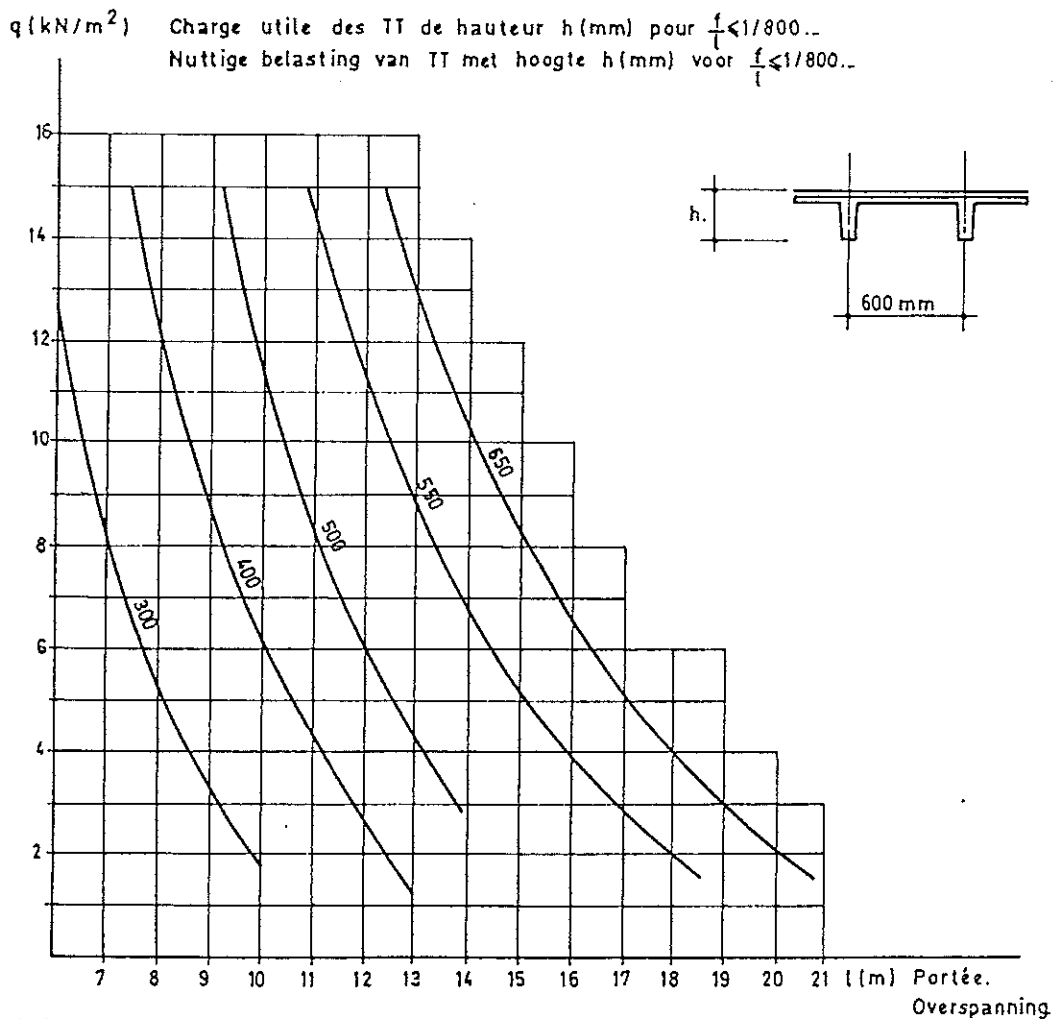
Onder doorbuiging f wordt verstaan de elastische vervorming bij nuttige belasting gemeten t.o.v. de vorm na uitvoering van de ruwe vloerconstructie.

Deze doorbuiging is begrensd tot $1/800^e$ van de overspanning. Wanneer de vloer echter weinig vervormbare elementen van de constructie draagt (muren b.v.) moet de stijfheid in verhouding aangepast worden.

4.3.9. Gebruikskurven.

Bij het opstellen van het ontwerp zullen het profiel en de hoogte gekozen worden in functie van de gegevens van de onderstaande kurven :

- kurve TT hartafstand ribben 600 mm
- kurve TT hartafstand ribben 1200 mm
- kurve
- kurve



q (kN/m²) Charge utile des TI de hauteur h (mm) pour $\frac{l}{i} \leq 1/800$..
 Nuttige belasting van TI met hoogte h (mm) voor $\frac{l}{i} \leq 1/800$..

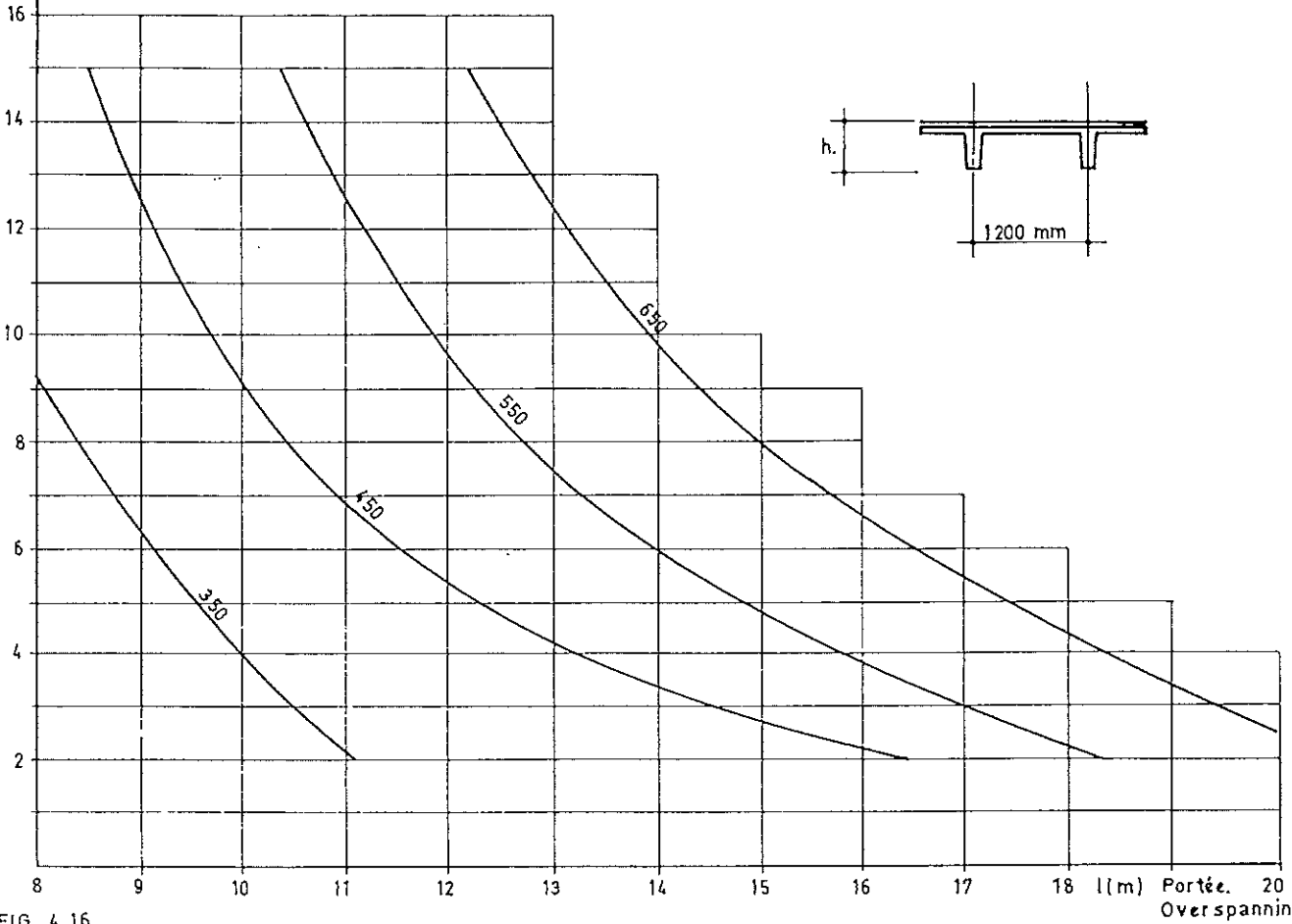


FIG. 4.16..

q (kN/m²) Charge utile des I de hauteur h (mm) pour $\frac{l}{i} \leq 1/800$..
 Nuttige belasting van I met hoogte h (mm) voor $\frac{l}{i} \leq 1/800$..

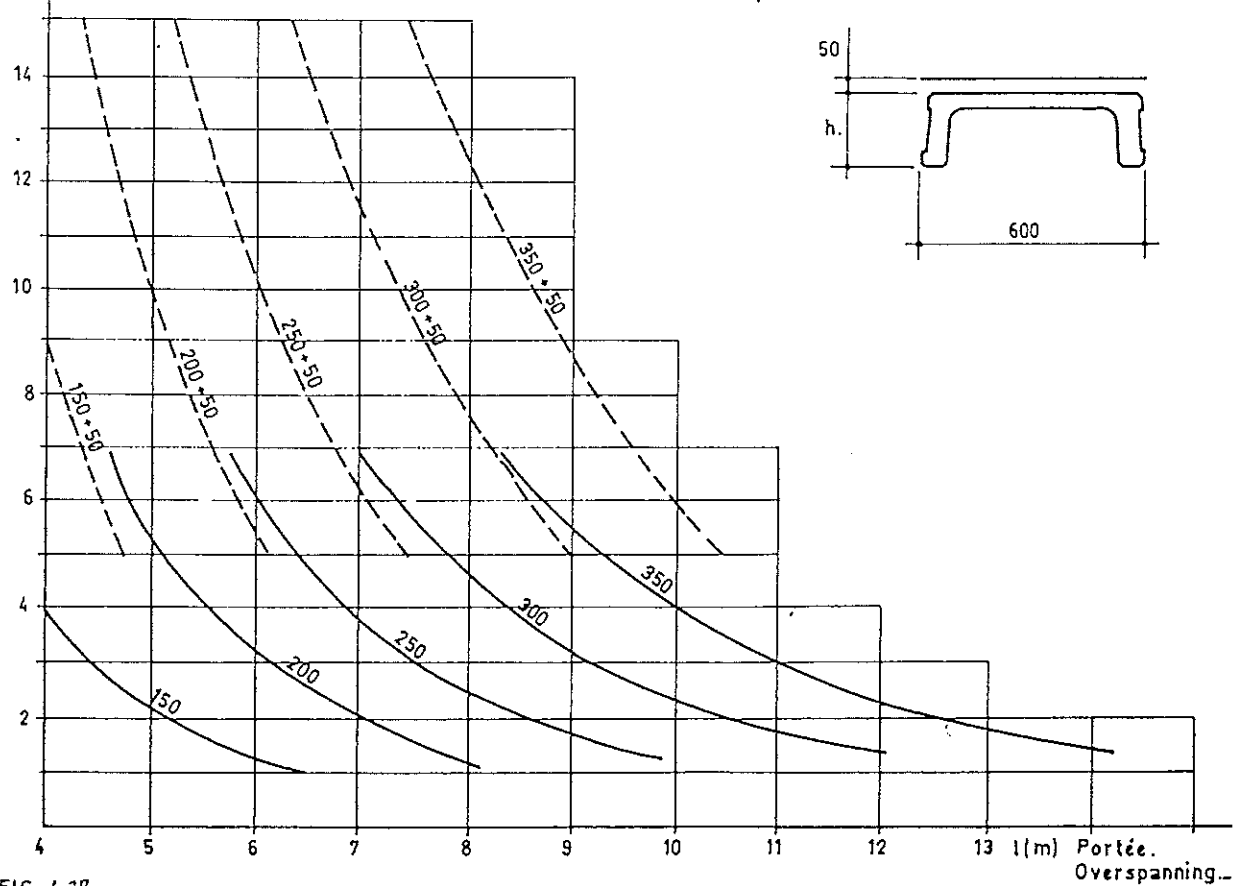


FIG. 4.17..

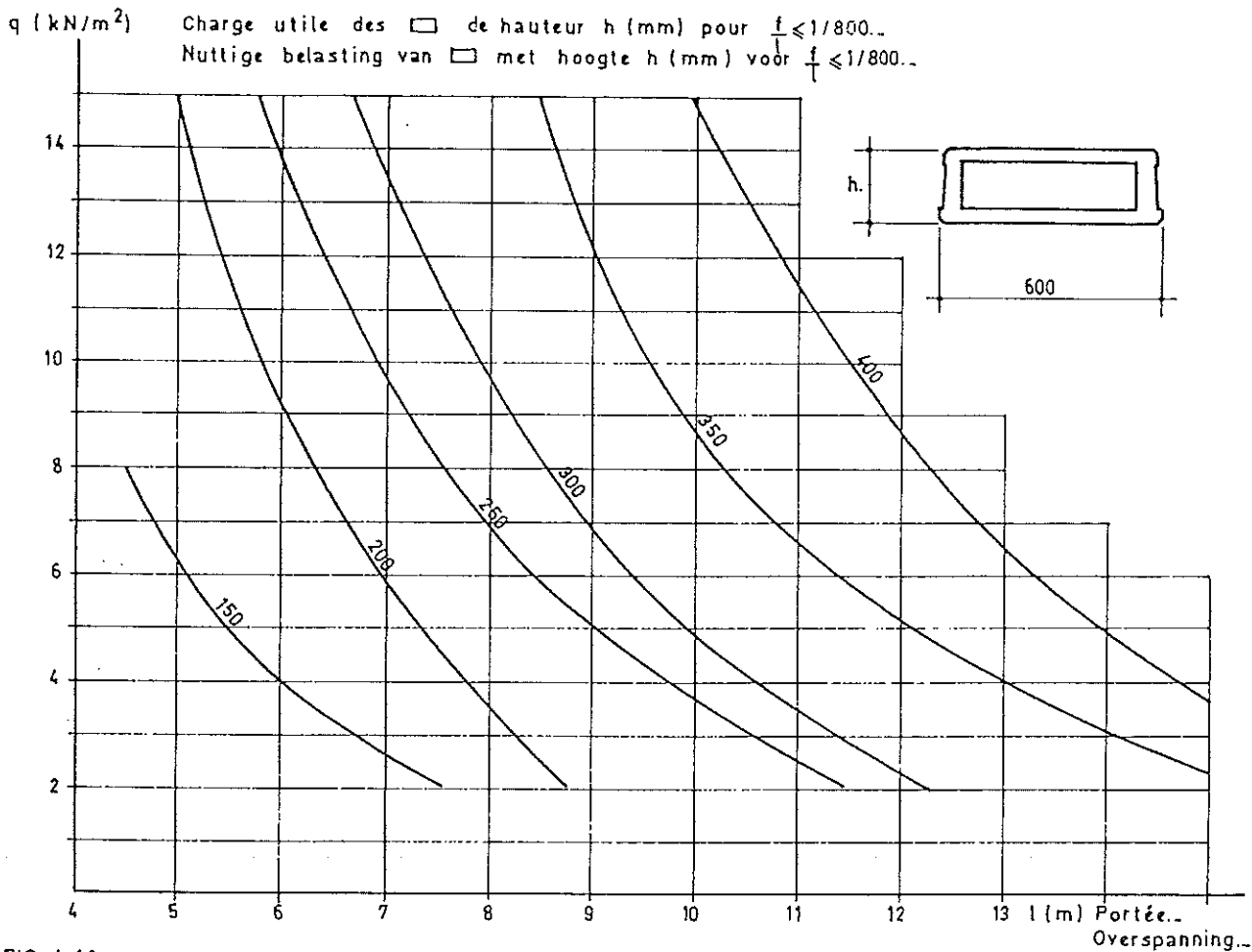


FIG. 4.18..

4.4. Éléments de façade en béton architectonique.

4.4.1. Types

Voir brochure FeBe.
 «Recommandations techniques pour la conception, la fabrication et le montage des éléments en béton architectonique».

4.4.2. Dimensions modulaires

Hauteur : multiple de 200 mm.
 Largeur : multiple de 600 mm.

4.4. Gevelelementen in architectonisch beton.

4.4.1. Types.

Zie brochure FeBe
 «Technische aanbevelingen voor het ontwerpen, fabriceren en monteren van elementen in architectonisch beton ».

4.4.2. Modulair afmetingen.

Hoogte : veelvoud van 200 mm.
 Breedte : veelvoud van 600 mm.

Chapitre 5

Tolérances.

Il est évident que le respect des tolérances de fabrication citées ci-après ne dispense pas le fabricant de l'obligation de fournir des éléments qui puissent être assemblés l'un avec l'autre.

5.1. Colonnes.

5.1.1. Tolérances de production.

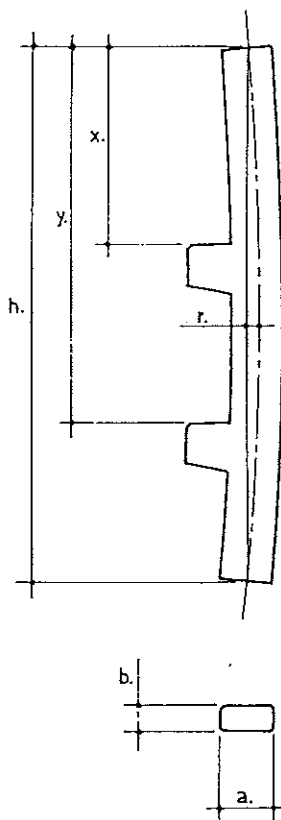


FIG. 5.1.-

Ecart sur a : + 10 — 5.
Ecart sur b : + 10 — 5.
Ecart sur h : $\pm (10 + \frac{h \text{ mm}}{2000})$.
Ecart sur x ou sur y : + 10 — 0.
 $r \leq \frac{h \text{ mm}}{1000}$ (*).
 $p \leq 5 \text{ mm}$.
 $q \leq 1,5 \% a \text{ ou } b$.

(*) Cette valeur sera mesurée sur stock vis-à-vis des faces latérales.

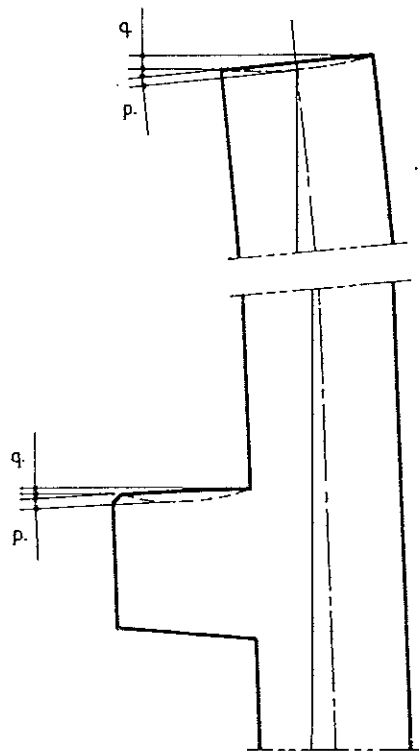
Hoofdstuk 5

Toleranties.

Het is vanzelfsprekend dat het toepassen van de hieronder aangehaalde fabricagetoleranties, de fabrikant niet ontslaat van zijn verplichting elementen te leveren die onderling kunnen verbonden worden.

5.1. Kolommen.

5.1.1. Produktletoleranties



Afwijking op a : + 10 — 5.
Afwijking op b : + 10 — 5.
Afwijking op h : $\pm (10 + \frac{h \text{ mm}}{2000})$.
Afwijking op x of op y : + 10 — 0.
 $r \leq \frac{h \text{ mm}}{1000}$ (*).
 $p \leq 5 \text{ mm}$.
 $q \leq 1,5 \% a \text{ of } b$.

(*) Deze waarde wordt gemeten in stock t.o.v. de zijvlakken.

5.1.2. Tolérances de position des accessoires.

- Position longitudinale des accessoires (tiges filetées, rails, douilles, etc...), mesurée depuis la tête de la colonne : ± 20 mm.
- Position transversale des accessoires depuis l'axe réel de chaque face : ± 10 mm.

5.1.3. Tolérances de montage.

- Ecart admissible d'implantation du centre de la face supérieure de la colonne : ± 15 mm.
- Ecart admissible du niveau de la face supérieure de la colonne ou de la console : ± 10 mm.
- Des écarts légèrement plus importants peuvent être corrigés par des fourrures.
- Ecart admissible de verticalité des colonnes : la plus grande des 2 valeurs suivantes : 10 mm ou 1,5‰.

5.2. Poutres.

5.2.1. Tolérances de production.

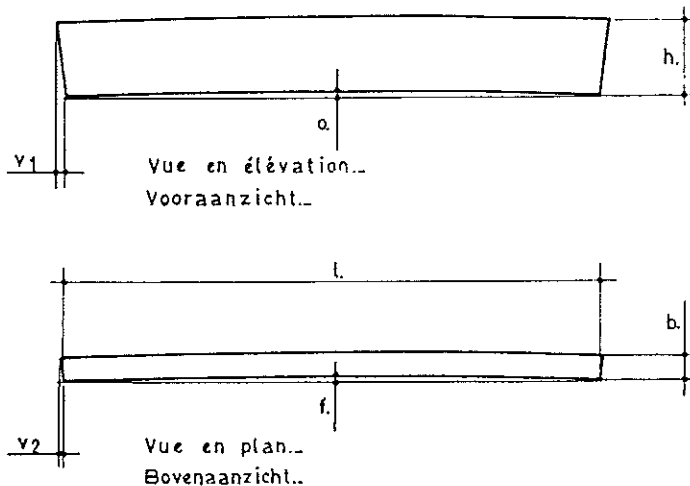


FIG. 5.2..

$$\text{Ecart sur } l : \pm \left(10 + \frac{l \text{ mm}}{2000} \right).$$

$$\text{Ecart sur } h : +10 \quad -5.$$

$$\text{Ecart sur } b : \pm 5.$$

$$o \leq o_n \pm \left(10 + \frac{l \text{ mm}}{1000} \right).$$

$$\text{Poutres symétriques : } f \leq \frac{l \text{ mm}}{800}.$$

$$\text{Poutres dissymétriques : } f \leq \frac{l \text{ mm}}{500}.$$

$$v_1 \leq 10 + \frac{h \text{ mm}}{50}.$$

$$v_2 \leq 10 + \frac{b \text{ mm}}{100}.$$

$$v_3 \leq 1 \% h.$$

$$g \leq 1,5 \% h.$$

$$g + v_3 \leq 2 \% h.$$

N.B. o_n = contreflèche calculée au moment du contrôle.

g = gauchissement.

5.1.2. Toleranties op de ligging van de bijhorigheden.

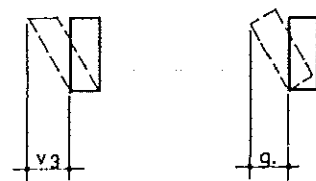
- Ligging van de bijhorigheden in de lengtes (draadstangen, rails, hulzen, enz...) gemeten vanaf de kop van de kolom : ± 20 mm.
- Dwarsligging van de bijhorigheden gemeten t.o.v. de werkelijke as van elke zijde : ± 10 mm.

5.1.3. Montagetoleranties.

- Toelaatbare afwijking van de ligging van het centrum van het bovenzvlak : ± 15 mm.
- Toelaatbare afwijking van het niveau van het bovenzvlak van kolom of console : ± 10 mm.
- Bijkomende kleine afwijkingen mogen verbeterd worden met tussenlegplaten.
- Toelaatbare afwijkingen op de verticaliteit van de kolom : de grootste van de twee volgende waarden : 10 mm ou 1,5‰.

5.2. Balken.

5.2.1. Produktietoleranties.



$$\text{Afwijking op } l : \pm \left(10 + \frac{l \text{ mm}}{2000} \right).$$

$$\text{Afwijking op } h : +10 \quad -5.$$

$$\text{Afwijking op } b : \pm 5.$$

$$o \leq o_n \pm \left(10 + \frac{l \text{ mm}}{1000} \right).$$

$$\text{Symmetrische balken : } f \leq \frac{l \text{ mm}}{800}.$$

$$\text{Dissymmetrische balken : } f \leq \frac{l \text{ mm}}{500}.$$

$$v_1 \leq 10 + \frac{h \text{ mm}}{50}.$$

$$v_2 \leq 10 + \frac{b \text{ mm}}{100}.$$

$$v_3 \leq 1 \% h.$$

$$g \leq 1,5 \% h.$$

$$g + v_3 \leq 2 \% h.$$

N.B. o_n = opbuiging berekend op het ogenblik van de controle.

g = scheluwte.

5.2.2. Tolérances de position des accessoires.

- Position longitudinale des accessoires (tiges filetées, rails, douilles, encoches, etc...), mesurée à partir du milieu de la poutre : ± 20 mm.
- Ecart par rapport à la largeur et la hauteur : ± 20 mm.

5.2.3. Tolérances de montage

Ecart admissible sur implantation :

5.2.2. Toleranties op de ligging van de bijhorigheden.

- Langsligging van de bijhorigheden (draadstangen, rails, hulzen, uitsparingen, enz...) gemeten vanuit het midden van de balk : ± 20 mm.
- Afwijking in breedte en hoogte : ± 20 mm.

5.2.3. Montagetoleranties.

Toegelaten afwijkingen op de inplanting :

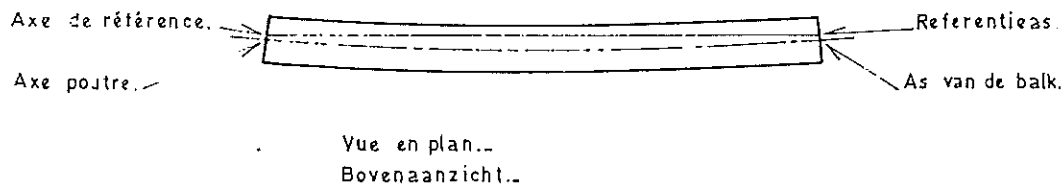


FIG. 5.3..

- Ecart par rapport à l'axe longitudinal de référence :
à l'endroit des appuis : ± 10 mm.
en dehors des appuis : ± 20 mm.
- Ecart admissible sur la verticalité :
écart à l'appui : $1,5\%$ h.
- Ecart admissible sur la longueur d'appui :

- Afwijkingen t.o.v. de longitudinale referentieas :
ter plaatse van de oplegstukken : ± 10 mm.
buiten de oplegstukken : ± 20 mm.
- Afwijkingen van de vertikaliteit :
ter hoogte van de oplegstukken : $1,5\%$ h.
- Afwijkingen op de opleglengte :

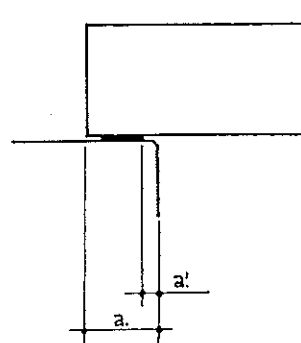


FIG. 5.4..

écart sur a : + 30 — 20.
écart sur a' : + 20 — 0.

afwijking op a : + 30 — 20.
afwijking op a' : + 20 — 0.

Ecart admissible sur niveau :
écart par rapport au niveau de référence à l'endroit des appuis : ± 10 mm.

Afwijkingen op het niveau :
afwijking t.o.v. het referentieniveau ter hoogte van de oplegstukken : ± 10 mm.

Contrôle de la production.

6.1. Contrôle du béton.

6.1.1. Généralité.

Le contrôle qualitatif est basé sur le principe de l'auto-contrôle, c'est-à-dire que tous les contrôles sont faits par le fabricant et à ses frais. Les résultats de tous les essais sont consignés dans un registre. Ces registres sont vérifiés par les délégués de l'organisme de contrôle du maître de l'ouvrage

Le maître de l'ouvrage se réserve le droit de faire procéder à des essais supplémentaires dans les laboratoires agréés. Les frais de ces derniers essais sont à charge du maître de l'ouvrage pour autant qu'ils donnent satisfaction. La préparation, l'emballage et le transport des échantillons pour ces derniers essais sont à charge du fabricant.

6.1.2. Contrôle des matières premières du béton.

— La qualité des matières premières (granulats, ciment, eau de gâchage, adjuvants) répond aux prescriptions de la norme N.B.N. B15-102.

— La composition du béton est choisie par le fabricant. Au moins une fois par jour ouvrable, et le plus tôt possible, l'humidité des granulats est mesurée. Les résultats des mesures servent à déterminer la quantité d'eau contenue dans les granulats de chaque mélange et à donner journalièrement les instructions au doseur concernant la quantité d'eau de malaxage.

— Les essais ci-dessous sont facultatifs pour les matières premières bénéficiant de la marque de qualité BENOR.

— En ce qui concerne le gravier ou le concasé, le fabricant est tenu de vérifier :

- a) les courbes granulométriques,
- b) la teneur en particules fines,
- c) la teneur en matières organiques.

Fréquence des essais : autant d'échantillons que de parties de 300 tonnes.

Les critères à satisfaire sont ceux des normes de la série N.B.N. B11.

— En ce qui concerne le sable, le fabricant est tenu de vérifier :

- a) les courbes granulométriques,
- b) la teneur en particules fines,
- c) la teneur en matières organiques.

Fréquence des essais : autant d'échantillons que de parties de 300 tonnes.

Les critères à satisfaire sont ceux de la norme N.B.N. 589-102.

— L'eau de gâchage doit être propre et ne peut contenir de matières nocives. En cas de doute le fabricant vérifiera régulièrement la composition chimique et, si nécessaire, procédera à des essais comparatifs avec de l'eau de distribution et sur le même ciment. Ces

Productie controle.

6.1. Controle van het beton.

6.1.1. Algemeen.

De kwalitatieve controle is gebaseerd op het principe van de zelfcontrole, m.a.w. alle controles worden uitgevoerd door de fabrikant en op zijn kosten. De resultaten van alle proeven worden in een register opgetekend. Deze registers worden nagezien door de afgevaardigden van het controle-organisme van de bouwheer.

De bouwheer behoudt zich het recht voor bijkomende proeven te laten doen in erkende laboratoria. De kosten van deze laatste proeven zijn ten laste van de bouwheer, voor zover zij voldoening schenken. De voorbereiding, de verpakking en het transport van de monsters van deze proeven zijn ten laste van de fabrikant.

6.1.2. Controle van de grondstoffen.

— De kwaliteit van de grondstoffen (granulaten, cement, maakwater, toeslagstoffen) beantwoordt aan de voorschriften van de norm N.B.N. B15-102.

— De samenstelling van het beton wordt gekozen door de fabrikant. Minstens eenmaal per werkdag, en dit zo vroeg mogelijk, wordt de vochtigheid van de granulaten gemeten. De meetresultaten dienen om de hoeveelheid water te bepalen bevat in de granulaten van iedere mengeling en dagelijks de nodige instructies te geven betreffende de hoeveelheid toe te voegen mengwater.

— De hieronder vermelde proeven zijn facultatief voor de grondstoffen die van het kwaliteitsmerk BENOR genieten.

— Wat het grind of de steenslag betreft, moet de fabrikant controleren :

- a) de granulometrische krommen,
- b) het gehalte aan fijne deeltjes,
- c) het gehalte aan organische stoffen.

Frekwentie van de proeven : zoveel monsters als er delen zijn van 300 ton.

De voorwaarden waaraan moet voldaan worden zijn deze van de normen van de reeks N.B.N. B11.

— Wat het zand betreft, moet de fabrikant controleren :

- a) de granulometrische krommen,
- b) het gehalte aan fijne deeltjes,
- c) het gehalte aan organische bestanddelen.

Frekwentie van de proeven : zoveel monsters als er delen zijn van 300 ton.

De voorwaarden waaraan moet voldaan worden zijn deze van de norm N.B.N. 589-102.

— Het aanmaakwater moet zuiver zijn en vrij van schadelijke stoffen. Bij twijfel zal de fabrikant regelmatig de chemische samenstelling controleren en, indien nodig, overgaan tot vergelijkende proeven met leidingwater en met hetzelfde cement. Deze proeven betreffen

essais concernant la prise, la stabilité et la résistance mécanique sur mortier (N.B.N. B12-207 et N.B.N. B12-208).

— Les essais de réception des ciments sont effectués conformément aux prescriptions des normes de la série N.B.N. B12. Minimum une prise d'échantillon par 150 tonnes de ciment.

— Les essais de réception des adjuvants sont effectués conformément aux prescriptions des normes de la série N.B.N. T61.

— Dans les cas où des essais ne donnent pas satisfaction, les matières premières ne peuvent être mises en œuvre.

6.1.3. Contrôle du béton frais.

Journellement et au moins une fois par 50 m³ de béton, la consistance du béton est mesurée suivant une de méthodes décrites dans la N.B.N. B 15-205.

Pour une même commande, la consistance du béton ne peut varier de plus de $\pm 3,5$ sec. VÉBé ou de $\pm 0,15$ à la table à secousses.

6.1.4. Contrôle du béton durci.

6.1.4.1. Contrôle de la résistance caractéristique R'_{wk} du béton.

a) Premier cas : contrôle statistique permanent.

La résistance caractéristique du béton est contrôlée conformément à la norme N.B.N. B15-102 — cas du contrôle statistique permanent. Un prélèvement par 50 m³ de béton.

Le contrôle du maître de l'ouvrage se limite à la vérification du registre relatif aux essais sur cubes et, le cas échéant, à un sondage sur 6 cubes de contrôle pris dans différentes coulées de béton.

— La résistance caractéristique résultant du registre doit être supérieure à la résistance caractéristique adoptée pour le calcul.

— Les résultats des essais sur les 6 cubes de sondages doivent satisfaire aux conditions imposées par la norme N.B.N. B 15-102 — article 3.5.2.

— Si l'une des deux conditions ci-dessus n'est pas satisfaite, la production est refusée.

— Le maître de l'ouvrage se réserve néanmoins le droit d'accepter le béton moyennant réfaction pour autant que le fabricant démontre (à ses frais) que ce béton est «techniquement acceptable».

b) Deuxième cas : Contrôle par un nombre limité de prélèvements.

— Dans ce cas on ne tient compte d'aucune relation entre les différentes séries d'essais.

— Six cubes de contrôle sont prélevés par 150 m³ de béton. Le prélèvement des six cubes de béton est réparti sur la durée de la mise en œuvre des 150 m³ de béton.

— Les résultats des essais de chaque série de six cubes doivent satisfaire aux deux conditions de la norme N.B.N. B15-102 — article 3.5.3.

de binding, de stabiliteit en de mechanische weerstand van de mortel (N.B.N. B12-207 en N.B.N. B12-208).

— De keuringsproeven van het cement worden uitgevoerd overeenkomstig de normen van de reeks N.B.N. B12. Minimum een monstername per 150 ton cement.

— De keuringsproeven op toeslagstoffen worden uitgevoerd overeenkomstig de normen van de reeks N.B.N. T61.

— In het geval de proeven geen voldoening geven, mogen de grondstoffen niet verwerkt worden.

6.1.3. Controle van het vers beton.

Dagelijks en minstens eenmaal per 50 m³ beton moet de consistentie van het beton gemeten worden volgens een van de methodes beschreven in de norm N.B.N. B15-205.

Voor een zelfde bestelling mag de consistentie van het beton niet meer variëren dan $\pm 3,5$ sec. VeBe of $\pm 0,15$ op de schoktafel.

6.1.4. Controle van het verhard beton.

6.1.4.1. Controle van de karakteristieke weerstand van het beton R'_{wk} .

a) Eerste geval : permanente statistische controle.

De karakteristieke weerstand van het beton wordt gecontroleerd overeenkomstig de norm N.B.N. B15-102, geval van de permanente statistische controle. Een monstername per 50 m³ beton.

De controle van de bouwheer beperkt zich tot de verificatie van het register betreffende de proeven op kubussen en gebeurlijk in het nemen van 6 controlekubussen genomen in verschillende betonstortingen.

— De karakteristieke weerstand volgend uit het register moet hoger liggen dan de karakteristieke weerstand aangenomen voor de berekening.

— De resultaten van de proeven op 6 bijkomende controlekubussen moeten voldoen aan de voorwaarden opgelegd door de norm N.B.N. B 15-102 — punt 3.5.2.

— Indien aan een van deze twee voorwaarden niet voldaan is, wordt de produktie geweigerd.

— De bouwheer behoudt zich echter het recht voor het beton te aanvaarden mits prijsvermindering voor zover de fabrikant aantoon (op zijn kosten) dat het beton «technisch aanvaardbaar» is.

b) Tweede geval : controle door een beperkt aantal monsternemingen.

— In dit geval houdt men geen rekening met het bestaan van een relatie tussen de verschillende reeksen proeven.

— Zes controlekubussen worden genomen per 150 m³ beton. Deze monstername van zes kubussen is regelmatig gespreid over de duur van de verwerking van deze 150 m³ beton.

— De resultaten van iedere reeks van zes kubussen moeten beantwoorden aan de voorwaarden van de norm N.B.N. B15-102 — artikel 3.5.3.

— Si l'une des deux conditions imposées par la norme n'est pas satisfaite, la production est refusée.

— Le maître de l'ouvrage se réserve néanmoins le droit d'accepter le béton moyennant réfaction pour autant que le fabricant démontre (à ses frais) que ce béton est «techniquement acceptable».

6.1.4.2. Contrôle du durcissement du béton au moment de la mise en charge (application de la précontrainte et/ou décoffrage).

— Par lot de 150 m³ de béton et au moins journalièrement, au minimum 2 cubes de chantier (voir N.B.N. B15-102) sont prélevés dans deux coulées différentes.

— Ces 2 cubes sont essayés immédiatement avant la mise en charge. La moyenne des deux essais ou 1,15 x la valeur minimale (si l'étendue est supérieure à 30 % de la valeur moyenne) doit être supérieure à la résistance imposée lors de la mise en charge correspondante.

— Dans le cas négatif, la mise en charge est à retarder et le durcissement est à contrôler par d'autres essais.

— Dans le cas du contrôle statistique permanent de la résistance caractéristique du béton (premier cas du 6.1.4.1.), les essais sur cubes de chantier, pour déterminer le durcissement du béton, peuvent être remplacés, de commun accord, par des essais au scléromètre ou des essais aux ultrasons.

6.2. Contrôle des aciers.

6.2.1. Généralité.

— Les armatures actives et passives utilisées dans les éléments en béton destinés à une administration sont réceptionnées préalablement par celle-ci.

Une réception faite par une autre administration sera reconnue valable par l'administration maître de l'ouvrage à condition que cette dernière puisse disposer de toutes les informations concernant la réception.

— La réception est demandée en temps utile par le fabricant.

6.2.2. Réception des armatures actives.

— Les fils et torons pour armatures de précontrainte sont conformes aux spécifications de la norme N.B.N. 684. La réception par le maître de l'ouvrage est faite aux frais du fabricant.

Elle est normalement opérée chez le producteur.

Si elle a lieu chez le fabricant d'éléments, l'attention est attirée sur le fait que, pour les fournitures non classées par lots garantis homogènes, chaque armature d'un seul tenant constitue un lot distinct.

— Les rouleaux ou bobines réceptionnés sont étiquetés selon la norme N.B.N. 684 et plombés par l'organisme de réception.

Étiquettes et plombs sont conservés intacts jusqu'au moment de l'utilisation de l'armature.

— Indien aan een van de twee opgelegde voorwaarden van de norm niet is voldaan, wordt de produktie geweigerd.

— De bouwheer behoudt zich het recht voor het beton te aanvaarden mits prijsvermindering en voor zover de fabrikant bewijst (op zijn kosten) dat het beton «technisch aanvaardbaar» is.

6.1.4.2. Controle van het beton op het ogenblik van het aanbrengen van een belasting (voorspanning-ontkisting).

— Per lot van 150 m³ en minstens eenmaal per dag worden 2 bouwplaatskubussen (zie N.B.N. B15-102) genomen in twee verschillende stortingen.

— Deze 2 kubussen worden geproefd onmiddellijk voor het aanbrengen van de belasting. Het gemiddelde van de twee proeven of 1,15 x de minimale waarde (indien de spreiding groter is dan 30 % van de gemiddelde waarde) moet groter zijn dan de weerstand opgelegd bij de corresponderende belasting.

— In het negatieve geval moet de belasting verdaagd worden en de verharding gecontroleerd door andere proeven.

— In het geval van permanente statistische controle van de karakteristieke weerstand van het beton (eerste geval van 6.1.4.1.) kunnen de proeven op bouwplaatskubussen voor het bepalen van de verharding van het beton vervangen worden, in gemeen overleg, door proeven met de sclerometer of door proeven met geluidsgolven.

6.2. Controle van het staal.

6.2.1. Algemeen.

— De actieve en passieve wapeningen gebruikt voor betonelementen bestemd voor een bestuur, worden voorafgaandelijk door dit bestuur gekeurd.

Een keuring uitgevoerd door een ander bestuur zal door het bestuur-bouwheer als geldig erkend worden op voorwaarde dat deze laatste over alle inlichtingen betreffende de keuring kan beschikken.

— De keuring wordt tijdig door de fabricant aangevraagd.

6.2.2. Keuring van de actieve wapeningen.

— Draden en strengen moeten beantwoorden aan de voorschriften van N.B.N. 684. De keuring door de bouwheer geschiedt op kosten van de fabrikant.

Ze geschiedt normaal bij de producent. Indien de keuring bij de fabrikant van de elementen plaatsvindt, wordt er op gewezen dat voor niet als homogene partijen geklasseerde leveringen, elke wapeningseenheid als een afzonderlijke partij wordt beschouwd.

— De gekeurde rollen of haspels worden volgens de voorschriften van N.B.N. 684 door het organisme, gelast met de keuring, voorzien van een etiket en van een loodje.

Etiketten en loodjes mogen niet weggenomen worden zolang het voorspanstaal niet verwerkt wordt.

— Des contrôles de conformité peuvent être effectués par le maître de l'ouvrage sur des échantillons de produits prélevés à l'occasion de leur mise en œuvre.

Les résultats des essais doivent correspondre à ceux obtenus lors de la réception des lots d'où sont tirés les échantillons.

Les frais des essais sont à charge du maître de l'ouvrage.

— Les produits stockés sont utilisés approximativement dans l'ordre d'approvisionnement, de manière à réduire le délai de stockage qui ne peut, dans les meilleures conditions de conservation, dépasser huit mois. Passé ce délai, les armatures sont soumises à de nouveaux essais pour s'assurer de la conservation de la qualité initiale du matériau.

— Les conditions de conservation satisfont à N.B.N. B15. Bien que réceptionnés antérieurement, les produits présentant des dégradations susceptibles de réduire leurs propriétés de manière appréciable sont refusés et déplombés.

6.2.3. Réception des armatures passives.

— Les armatures sont conformes aux spécifications des normes N.B.N. A 24-301, 302, 303 et 304.

La réception par le maître de l'ouvrage est toujours faite aux frais du fabricant. Elle peut être opérée aux usines du producteur, chez le marchand de fer-négociant, chez le fabricant de poutres.

— Les armatures réceptionnées sont étiquetées ; elles sont marquées du poinçon de l'organisme de réception.

— Le fabricant peut assurer lui-même et dans le respect des normes de la série A 24, le contrôle des différentes caractéristiques des produits lors de leur livraison ; il tient note des résultats des contrôles et essais. Dans ce cas, le maître de l'ouvrage peut, à la demande du fabricant, remplacer la réception des différents lots par la vérification périodique de la valeur des contrôles opérés par le fabricant, selon la méthode décrite ci-après :

prélever six coupons dans le stock non encore vérifié, en répartissant les prélèvements au hasard entre les diamètres et les types de barres ;

opérer sur des barres tous les contrôles prévus : diamètre, état de surface, caractéristiques mécaniques, comportement à l'essai de pliage-dépliage ;

conclure :

- a) aucun résultat défavorable : le contrôle effectué par le fabricant est reconnu valable ;
- b) deux barres ou plus fournissent des résultats défavorables : le contrôle effectué par le fabricant n'est pas valable ;
- c) un seul résultat est défavorable : porter à 20 le nombre des coupons : le contrôle du fabricant n'est reconnu valable que si le nombre des résultats défavorables n'est pas supérieur à deux.

Remarque : si le contrôle du fabricant n'est pas reconnu valable, les fournitures peuvent être réceptionnées, classées par lots, conformément aux normes de la série A 24.

— Bij het verwerken van de produkten mag de opdrachtgever hiervan monsters nemen om na te zien of deze conform zijn. Deze proeven moeten resultaten geven die overeenstemmen met die van de keuringsproeven, van de partij waaruit ze genomen werden. De kosten van deze proeven zijn ten laste van de bouwheer.

— De opgeslagen produkten worden zoveel mogelijk verwerkt in de volgorde van de levering, zodat de opslagperiode — die in de beste bewaringsvoorwaarden nooit langer mag duren dan acht maand — zo kort mogelijk is. Duurt de bewaring langer dan acht maand dan is een nieuwe keuring nodig om na te gaan of het materiaal zijn oorspronkelijke eigenschappen behouden heeft.

— Het materiaal wordt bewaard volgens de voorschriften van N.B.N. B15. De produkten, die zo beschadigd zijn dat hun oorspronkelijke eigenschappen merkbaar gewijzigd zijn, worden, niettegenstaande ze voordien goedgekeurd werden, geweigerd en ontdaan van hun loodjes.

6.2.3. Keuring van de passieve wapeningen.

— De passieve wapeningen beantwoorden aan de voorschriften van N.B.N. A24-301, 302, 303 en 304.

De keuring door de bouwheer is steeds op kosten van de fabrikant. Ze kan uitgevoerd worden in de fabriek van de producent, bij de handelaar in ijzerwaren, of bij de fabrikant van de liggers.

— De gekeurde wapeningen worden voorzien van een etiket en van het ijkmerk van het organisme belast met de keuring.

— De fabrikant mag zelf, overeenkomstig de normen van de reeks A24, de produkten keuren bij de levering ; hij noteert alle proef- en kontroleresultaten. In dit geval kan de bouwheer, op aanvraag van de fabrikant, de keuring van de verschillende partijen vervangen door een periodiek nazicht van de controlewaarden, uitgevoerd door de fabrikant. Hierbij gaat men als volgt te werk :

zes monsterstaven nemen uit de nog niet gekeurde partij, toevallig verdeeld over de verschillende staatypes en -diameters ;

alle voorgeschreven keuringen uitvoeren op deze staven : diameters, toestand van het oppervlak, mechanische eigenschappen, gedrag bij de buig- en terugbuigproef. besluiten:

- a) geen enkele ongunstige uitslag : de keuring uitgevoerd door de fabrikant is geldig ;
- b) twee of meer staven geven een ongunstig resultaat : de keuring uitgevoerd door de fabrikant is ongeldig ;
- c) een enkel proefresultaat is ongunstig : het aantal monsters tot 20 opvoeren ; de keuring uitgevoerd door de fabrikant is geldig indien het aantal ongunstige resultaten in dit geval niet groter is dan twee.

Opmerking : wanneer de keuring uitgevoerd door de fabrikant ongeldig is, kunnen de leveringen volgens de voorschriften van de reeks N.B.N. A 24 in afzonderlijk gegroepeerde partijen gekeurd worden.

— Des contrôles de conformité peuvent être effectués par le maître de l'ouvrage sur des échantillons de produits prélevés à l'occasion de leur mise en œuvre.

Les résultats des essais doivent correspondre à ceux obtenus lors de la réception des lots d'où sont tirés les échantillons.

Les frais des essais sont à charge du maître de l'ouvrage.

— Une copie du bordereau et une copie des procès-verbaux des essais de réception sont fournies au fabricant qui en tient conservation dans ses dossiers et les présente à la demande du maître de l'ouvrage.

6.2.4. Prescriptions particulières aux dispositifs accessoires.

Les dispositifs sont préalablement agréés par le maître de l'ouvrage. Les différentes fournitures (douilles filetées notamment) sont réceptionnées ; la réception peut être éventuellement remplacée par un contrôle de conformité aux conditions de l'agrément.

6.3. Contrôle de la mise en œuvre des matériaux.

6.3.1. Mise en tension des armatures de précontrainte agissant par adhérence.

6.3.1.1. Précision des efforts.

a) Efforts globaux.

La mise sous tension doit être réalisée de telle sorte qu'en toute section, l'écart entre l'effort global réel et l'effort théorique se situe entre -0 et $+5\%$. Les écarts admissibles cités ci-dessus sont appréciés en considérant dans chaque section de la poutre la moyenne des tensions des torons groupés pour assurer une même fonction.

b) Effort individuel des torons.

Pour chaque toron l'écart entre l'effort réel appliqué et l'effort théorique est limité à $-2,5\%$ et $+7,5\%$.

6.3.1.2. Sensibilité du dispositif de mise en tension.

L'effort appliqué aux armatures de précontrainte au moment de leur mise en tension est contrôlé avec une précision d'au moins 2% .

6.3.1.3. Etalonnage périodique de l'appareillage de mise en tension.

Le système de mise en tension des câbles, c'est-à-dire le générateur d'effort et son équipement de mesure, est vérifié et étalonné au moins une fois par an. Les dispositifs destinés à la mesure de l'effort appliqué sont étalonnés tous les trois mois. Des contrôles supplémentaires peuvent être imposés par l'agent de surveillance si des anomalies sont constatées qui conduisent à mettre en doute la valeur de la tension des câbles de précontrainte, notamment lors des vérifications dont il sera question à l'article 6.3.1.4 ci-après.

Les procès-verbaux d'étalonnage sont conservés par le fabricant pour être produits à toute demande. Lorsque l'effort est appliqué par des vérins hydrauliques contrôlés par manomètre, le placement aisé d'un manomètre supplémentaire de contrôle sur la canalisation-mère est à prévoir.

— De controle op de overeenkomstigheid mogen door de bouwheer uitgevoerd worden op monsters die genomen worden bij het verwerken van de produkten. De uitslagen moeten beantwoorden aan die van de gewone keuring van de partijen waaruit de monsters voor de tegenkeuringen genomen worden. De kosten van de tegenkeuringen zijn ten laste van de bouwheer.

— Een afschrift van het borderel en van de keuringsverslagen wordt overgemaakt aan de fabrikant, die ze bijhoudt en op aanvraag voorlegt aan de bouwheer.

6.2.4. Bijzondere voorschriften betreffende de hulpstukken.

Het type hulpstukken dient vooraf door de bouwheer aangenomen ; nadien worden de verschillende leveringen gekeurd (o.a. de schroefhulzen) ; de keuring kan eventueel vervangen worden door een controle op de overeenkomstigheid met de aanvaardingsvoorwaarden.

6.3. Controle van de verwerking van de materialen.

6.3.1. Opspannen van het voorgerekt staal.

6.3.1.1. Nauwkeurigheid van de krachten.

a) Globale krachten.

De wapening wordt zo opgespannen dat in elke doorsnede de afwijking tussen de globale werkelijke kracht en de theoretische kracht begrepen is tussen -0 en $+5\%$. De resulterende afwijkingen worden geraamd door in elke doorsnede van de ligger het gemiddelde te nemen van alle voor dezelfde functie gegroepde strengen.

b) Individuele kracht in de strengen.

Voor elke streng is de afwijking tussen de werkelijk aangebrachte spankracht en de theoretische spankracht begrepen tussen $-2,5\%$ en $+7,5\%$.

6.3.1.2. Gevoeligheid van de spaninrichting.

De nauwkeurigheid bij het meten van de kracht, uitgeoefend op de voorspanwapening tijdens het opspannen, bedraagt minimum 2% .

6.3.1.3. Periodisch ijken van de spaninrichting.

De spaninrichting van de kabels, d.i. de krachtbron en haar meetapparatuur, wordt minstens eenmaal per jaar gekeurd en geijkt. De apparatuur voor het meten van de aangebrachte spankracht wordt om de drie maand geijkt. Tussentijdse keuringen kunnen opgelegd worden door de toezichter wanneer afwijkingen opgemerkt worden nopens de spankracht, namelijk bij het nazicht waarvan sprake onder punt 6.3.1.4. hierna.

De ijkingsverslagen worden door de fabrikant bewaard en getoond bij elke aanvraag. Wordt de spankracht aangebracht door hydraulische met manometers gecontroleerde vijzels, dan moet de mogelijkheid bestaan op de hoofdleiding een bijkomende manometer te monteren.

Le manomètre de contrôle est fourni par le fabricant ; cependant, l'agent de surveillance peut procéder au contrôle de la pression du liquide avec un manomètre de son choix, dont l'étalonnage est garanti.

6.3.1.4. Vérifications.

L'appareillage de mise en tension n'est pas à l'abri d'un mauvais fonctionnement entre les périodes d'étalonnage.

D'autre part il n'est pas possible de déterminer, dans les différentes sections du câble, la réduction de l'effort due aux frottements parasites. C'est pourquoi des vérifications sont nécessaires.

Certaines sont opérées à l'aide d'un dynamomètre qui permet le contrôle direct de la tension d'un toron en toute section accessible ; cet appareil offre une précision sur la détermination de l'effort auquel est soumis le toron, de l'ordre de $\pm 2\%$.

Cet appareil, appelé dynamomètre de contrôle dans le présent document, fait partie du matériel dont doit disposer le fabricant ; son étalonnage est renouvelé au moins tous les six mois.

Cette disposition ne sera d'application que lorsque les appareils correspondant à cette prescription seront disponibles.

a) Surveillance de l'appareillage de mise en tension.

Lors de la mise en tension, le fabricant note pour un certain nombre de torons par banc (au minimum quatre) :

- les allongements après reprise du mou ;
- les efforts exercés au début et à la fin de la période d'allongement citée ci-dessus.

Les 4 mesures sont à répartir entre le début et la fin des opérations. Ces informations sont présentées à l'agent de surveillance ; des anomalies dans ces résultats, ou des dispersions élevées conduisent à des vérifications supplémentaires à l'aide du dynamomètre de contrôle.

b) Un contrôle de l'appareillage de mise en tension est effectué une fois par mois par le fabricant par mesure directe sur des torons accessibles à l'aide du dynamomètre de contrôle.

6.3.2. Ferrallage.

Les conditions de propreté, de façonnage et de mise en place des armatures sont fixées par N.B.N. B15-104. Pour les barres d'attente à grand encombrement, l'opération de dépliage, après pliage, est interdite, sauf pour les barres en acier BE 22 de diamètre non supérieur à 14 mm.

Il s'indique de remplacer ces barres continues par des barres qui se vissent dans des douilles solidaires de la poutre.

6.3.3. Bétonnage et décoffrage.

Le bétonnage et le décoffrage sont effectués dans le respect des conditions fixées par N.B.N. B15 - 104. Dans le cas d'étuvage du béton contenant des armatures de précontrainte sous tension, les conditions opératoires adoptées ne peuvent conduire à une relaxation des armatures plus élevée que celle prévue dans la note de calcul.

Deze controlemanometer is door de fabrikant te leveren, maar de toezichter mag de druk van de vloeistof meten met een door hem willekeurig gekozen manometer waarvan de ijking gewaarborgd is.

6.3.1.4. Kontroles.

Het gevaar bestaat dat de spaninrichting slecht funktioneert in de periode tussen twee ijkingen. Anderzijds bestaat dan geen mogelijkheid tot meten van de vermindering van de spankracht, die in de verschillende vakken van de kabel veroorzaakt wordt door parasietwrijvingen. Daarom zijn controles noodzakelijk.

Sommige controles worden uitgevoerd met een dynamometer waarmee rechtstreeks de spanning in elk bereikbaar vak van een streng kan gemeten worden ; de nauwkeurigheid, waarmee dit apparaat de spanning meet in de streng is $\pm 2\%$ groot. Dit toestel, kontroledynamometer genoemd, behoort tot de verplichte uitrusting van de fabrikant ; het wordt minstens om de zes maand geijkt. Deze voorwaarde zal slechts toegepast worden wanneer toestellen met de gewenste nauwkeurigheid beschikbaar zijn.

a) Toezicht op de spaninrichting.

Bij het opspannen noteert de fabrikant voor enkele strengen (minstens vier) per spanbank :

— de verlenging na het rechtekken van de kabels ;

— de krachten uitgeoefend bij het begin en bij het einde van de hierboven bedoelde verlenging. De vier opmetingen zijn verspreid tussen het begin en het einde van de bewerkingen. Deze inlichtingen worden verstrekt aan de toezichter ; abnormale resultaten of grote spreiding van de gemeten waarden leiden tot aanvullende metingen met de kontroledynamometer.

b) Eens per maand controleert de fabrikant de spaninrichting door, op de bereikbare strengen, metingen te verrichten met de kontroledynamometer.

6.3.2. Vlechtwerk.

De voorschriften betreffende de zuiverheid, het vlechten en plaatsen van de wapeningen zijn bepaald in N.B.N. B15-104. Voor de veruitstekende geplooid wachtstaven is het terugplooiën verboden behoudens voor staven van staal BE 22 waarvan de diameter niet groter is dan 14 mm.

Het is aangewezen deze staven te vervangen door staven welke achteraf geschroefd worden in ingestorte hulzen.

6.3.3. Betonneren en ontkisten.

Het betonneren en ontkisten worden uitgevoerd volgens de bepalingen van de N.B.N. B15-104. Bij stoombehandeling van beton waarin zich voorspanwapeningen bevinden mag de wijze waarop de behandeling uitgevoerd wordt in de wapening geen relaxatie veroorzaken die groter is dan deze voorzien in de berekeningsnota. De stoombehandeling

L'étuvage ne peut provoquer des fissures dans le béton (voir 6.4.3.) ni réduire les caractéristiques d'adhérence aux armatures. La température, mesurée à proximité des torens, ne peut dépasser 70° C.

6.4. Réparation du béton.

6.4.1. Généralité.

Les défauts (manque de matière, irrégularités de surface, fissures,...) font l'objet d'un examen commun par le contrôleur et le fabricant. Au cas où il résulte de cet examen que les éléments ne sont pas en état de réception, les propositions de restauration éventuelles peuvent être présentées par le fabricant au maître de l'ouvrage.

6.4.2. Manque de matière - Irrégularité de surface.

Le ragréage d'épaufrures locales du béton et les corrections de forme parfois nécessaires aux abouts des éléments peuvent être effectués d'une manière durable et après mise à nu des zones à réparer, pour autant que ces défauts ne mettent en cause ni la résistance des éléments et leur utilisation dans l'ouvrage, ni leur aspect.

Seules les défauts de très faible importance, peuvent faire l'objet d'une réparation après la mise en précontrainte ; dans tous les autres cas, la réparation doit être faite avant la mise en précontrainte. Le béton de correction doit alors avoir acquis la résistance requise vis-à-vis du taux de travail admis (N.B.N. B15). Le retrait du béton ne peut en aucune façon réduire la participation de la zone réparée à la résistance de l'ouvrage.

6.4.3. Fissures.

Des fissures qui existent dans la zone traversée par les armatures de précontrainte avant mise en précontrainte et qui subsistent à ces endroits après la mise en précontrainte sont considérées comme défauts importants. Des fissures situées en dehors de la zone traversée par la précontrainte et dirigées quasi perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'élément, ne sont pas prises en considération avant mise en précontrainte, à moins qu'elles ne fassent douter de la qualité du béton.

Ces fissures doivent se refermer lors de la mise en charge (précontrainte + charges fixes) de l'élément, sauf dans la zone des abouts de poutres où des fissures peuvent subsister dans les limites admises par la N.B.N. B15. Dans ces mêmes limites, des fissures longitudinales sont également admises dans les abouts de poutre dans la zone de transmission de la précontrainte. Les éléments présentant des fissures autres ou plus importantes feront l'objet d'une justification technique et peuvent éventuellement être corrigés par colmatage des fissures à l'aide de produits qui en assurent l'obstruction définitive (injection de résines, p. ex.).

La méthode de correction proposée doit recevoir l'agrément préalable du maître de l'ouvrage.

mag geen grote scheuren in het beton veroorzaken (zie 6.4.3) noch de aanhechtspanning van de wapeningen wijzigen. De temperatuur, gemeten in de nabijheid van de strengen, mag niet hoger oplopen dan 70° C.

6.4. Bijwerken van het beton.

6.4.1. Algemeen.

Gebreken (tekort aan materiaal, onregelmatigheden van het dagvlak, scheuren...) worden in overleg tussen de toezichter en de fabrikant onderzocht. Volgt uit dit onderzoek dat de elementen niet kunnen aanvaard worden, dan kan de fabrikant mogelijke herstellingen aan de bouwheer voorstellen.

6.4.2. Tekort aan materiaal - Onregelmatigheid van het dagvlak.

Plaatselijke gebreken en sommige noodzakelijke vormaanpassingen aan het uiteinde van de liggers, mogen, na uitkappen, op een duurzame manier bijgewerkt worden, wanneer deze gebreken geen invloed hebben, hetzij op de sterkte van de balken, afzonderlijk of in het werk geplaatst, hetzij op het uitzicht ervan.

Alleen zeer kleine gebreken mogen weggevoerd worden na het voorspannen ; in alle andere gevallen moeten de herstellingen uitgevoerd worden voor het voorspannen. Het voor de herstelling gebruikte beton moet in dit laatste geval de vereiste druksterkte bekomen hebben t.o.v. de aangenomen rekenspanningen (N.B.N. B15).

Belangrijk is dat de krimp geen oorzaak mag worden van het niet meewerken van de herstelling in de sterkte van het bouwwerk.

6.4.3. Scheuren.

Scheuren die voorkomen in het gebied van de voorspanwapening voor de voorspanning en die blijven bestaan op deze plaatsen na de voorspanning, moeten als ernstige gebreken beschouwd worden.

Scheuren die buiten het gebied van de voorspanwapening liggen en die nagenoeg haaks gericht zijn t.o.v. de lengtes van het element, worden niet in aanmerking genomen zolang de elementen niet voorgespannen zijn, tenzij zij doen twifelen aan de kwaliteit van het beton. Deze scheuren moeten verdwijnen na het aanbrengen van de belasting (voorspanning + vaste lasten) op het element behalve in de eindblokken van de balken waar scheuren kunnen aanvaard worden binnen de grenzen toegelaten door de norm N.B.N. B15. Binnen dezelfde grenzen zijn langse scheuren toegelaten in de eindblokken in het gebied van de overbrenging van de voorspanning. Elementen die andere of belangrijker scheuren vertonen zullen het voorwerp uitmaken van een technische rechtvaardiging en kunnen eventueel hersteld worden door dichten van de scheuren door middel van produkten die een definitieve afdichting verzekeren (injectie van harsen, b.v.).

De voorgestelde methode van herstelling moet voorafgaandelijke door de bouwheer aanvaard worden.

Prescriptions de calcul.

7.1. Généralités.

Remarque préliminaire.

Les prescriptions de calcul reprises ci-après ont été élaborées avant parution de la N.B.N. B 15 en 1977.

Cela explique certaines divergences de présentation et de terminologie. Néanmoins, le présent document reste d'application directe pour les éléments concernés. En particulier, il y a lieu d'examiner avec attention les résultats des calculs de déformation et, le cas échéant, d'y apporter une interprétation objective quand apparaissent des différences entre valeurs calculées et valeurs mesurées. Toute remarque ou suggestion à ce sujet pourra être transmise à l'éditeur responsable.

7.1.1. Notations.

R'_w = résistance du béton à la compression, à un âge donné, sur cube de 200 mm de côté.

R'_{wk} = résistance caractéristique du béton à la compression, à 28 jours, sur cube.

$$R'_{wk} = R'_{wm} - 1.64 s$$

avec R'_{wm} = résistance moyenne du béton à la compression, à 28 jours sur cube.

s = écart type.

R_e = limite d'élasticité de l'acier.

R_g = valeur garantie de la résistance de l'acier en traction.

R_{ak} = résistance caractéristique de l'acier en traction.

$$R_{ak} = R_{am} - 1.64 s$$

avec R_{am} = résistance moyenne de l'acier en traction.

R^*_b = contrainte de calcul du béton en compression.

R^*_a = contrainte de calcul de l'acier en traction.

R'^*_a = contrainte de calcul de l'acier en compression.

7.1.2. Méthodes de calcul.

Il y a lieu d'employer une des 2 méthodes suivantes :

7.1.2.1. 1^{re} méthode.

a) Vérification en flexion, sous charge totale, de toutes les sections caractéristiques, par calcul suivant la méthode des états limites ultimes (N.B.N. B15-103).

b) Vérification des contraintes, dans toutes les sections caractéristiques, lors de la mise sous précontrainte, suivant la méthode élastique.

c) Vérification des contraintes maximales de traction dans la section la plus sollicitée, sous charge totale, suivant la méthode élastique.

d) Vérification au cisaillement suivant la méthode élastique.

Berekeningsvoorschriften.

7.1. Algemeenheden.

Voorafgaande opmerking.

De berekeningsvoorschriften, hierna uiteengezet, werden opgesteld voor het verschijnen van de norm N.B.N. B 15 in 1977.

Dit verklaart sommige verschillen in voorstelling en terminologie. Onderhavig document blijft echter van toepassing voor de beoogde elementen. Men dient in het bijzonder aandachtig toe te zien op de resultaten van de vervormingsberekeningen, en de resultaten desgevallend objectief te interpreteren wanneer verschillen vastgesteld worden tussen de berekende en de gemeten waarden.

Elke opmerking of suggestie in dit verband kan aan de verantwoordelijke uitgever meegedeeld worden.

7.1.1. Notaties.

R'_w = druksterkte van het beton van een welbepaalde ouderdom bepaald op kubussen van 200 mm zijde.

R'_{wk} = karakteristieke druksterkte van het beton op 28 dagen, afgeleid van de kubusdruksterkte.

$$R'_{wk} = R'_{wm} - 1.64 s$$

waarbij R'_{wm} = gemiddelde kubusdruksterkte van het beton op 28 dagen.

s = spreiding.

R_e = elasticiteitsgrens van het staal.

R_g = gewaarborgde treksterkte van het staal.

R_{ak} = karakteristieke treksterkte van het staal.

$$R_{ak} = R_{am} - 1.64 s$$

met R_{am} = gemiddelde treksterkte van het staal.

R^*_b = rekenwaarde voor de druksterkte van het beton.

R^*_a = rekenwaarde voor de treksterkte van het staal.

R'^*_a = rekenwaarde voor de druksterkte van het staal.

7.1.2. Berekeningsmethoden.

Men dient een van de twee volgende berekeningsmethoden te gebruiken :

7.1.2.1. 1ste metode.

a) Nazicht bij buiging onder totale last van alle karakteristieke doorsneden volgens de methode der grenstoestanden (zie N.B.N. B15-103).

b) Nazicht volgens de elastische methode van de spanningen in alle karakteristieke doorsneden bij het onder voorspanning brengen.

c) Nazicht volgens de elastische methode van de maximale trekspanning in de meest belaste doorsnede onder totale last.

d) Nazicht op afschuiving volgens de elastische methode.

7.1.2.2. 2^e méthode.

- Vérification des contraintes, dans toutes les sections caractéristiques, lors de la mise sous précontrainte, suivant la méthode élastique.
- Vérification des contraintes de flexion, dans toutes les sections caractéristiques, sous charge totale, suivant la méthode élastique.
- Vérification au cisaillement suivant la méthode élastique.

7.1.2.3. Remarques :

- Pour les 2 méthodes $m = 6$.
- Les normes belges étant toujours d'application, certains coefficients de ce document peuvent être modifiés dans l'avenir en fonction des modifications apportées aux normes.
- Les méthodes de calcul ci-dessus sont définies pour des éléments en béton précontraint. Moyennant adaptation, elles sont applicables aux éléments en béton armé.

7.2. Caractéristiques des matériaux.

7.2.1. Béton.

7.2.1.1. Résistance caractéristique en compression.

Elle est déterminée sur cubes de $200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$ et exprimée en N/mm^2 .

Classe	R'_{wk} à 28 jours	R'_w à la mise en précontrainte
I	58	45
II	52	40
III	45	35
IV	40	30

- Si la résistance à la compression est déterminée sur cubes de $158 \times 158 \times 158 \text{ mm}^3$, il faut multiplier la résistance obtenue par le coefficient 0.96 pour obtenir la résistance équivalente sur cubes de $200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$.
- De même, le passage des valeurs obtenues sur cubes de $200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$ aux valeurs équivalentes sur cylindres 150/300 (diamètre 150 mm, hauteur 300 mm) s'effectue au moyen du coefficient 0.83.
- La classe IV concerne surtout le béton léger de structure.
- Si on écrase plus d'un cube, R'_w est alors pris égal à la moyenne des résultats obtenus.

7.2.1.2. Diagramme de calcul contrainte - déformation.

Un diagramme généralement utilisé est le diagramme parabole-rectangle formé d'une parabole ayant son sommet à l'abscisse 0.2 % et prolongée par une droite. L'ordonnée maximale correspond à la contrainte $0.85 R'^*_b$. (fig. 7.1).

La contrainte de calcul R'^*_b est déterminée par la résistance caractéristique en compression sur cylindre 150/300 divisée par γ_b .

7.1.2.2. 2de metode.

- Nazicht volgens de elastische metode van de spanningen in alle karakteristieke doorsneden bij het onder voorspanning brengen.
- Nazicht volgens de elastische metode van de buigspanningen in alle karakteristieke doorsneden onder volle last.
- Nazicht op afschuiving volgens de elastische metode.

7.1.2.3. Opmerkingen.

- Bij de twee methoden $m = 6$.
- Daar de belgische normen steeds van toepassing zijn, kunnen sommige coëfficiënten van huidig document in de toekomst gewijzigd worden tengevolge van wijzigingen aangebracht aan de normen.
- De bovenvermelde rekenmethoden zijn gedefiniëerd voor elementen uit spanbeton. Mits aanpassing zijn ze ook toepasselijk op de elementen uit gewapend beton.

7.2. Karakteristieken van de materialen.

7.2.1. Beton.

7.2.1.1. Karakteristieke druksterkte van het beton.

Zij wordt bepaald op kubussen $200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$ en uitgedrukt in N/mm^2 .

Klasse	R'_{wk} op 28 dagen	R'_w bij het onder voorspanning brengen
I	58	45
II	52	40
III	45	35
IV	40	30

- Indien de druksterkte bepaald wordt op kubussen $158 \times 158 \times 158 \text{ mm}^3$ dient men de bekomen druksterkte te vermenigvuldigen met 0.96 om de equivalente weerstand op kubussen van $200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$ te bekomen.
- De overgang van de waarden bekomen op kubussen $200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$ naar de equivalente waarden op cilinders 150/300 (diameter 150 mm, hoogte 300 mm) gebeurt bij middel van de coëfficiënt 0.83.
- Klasse IV is vooral bestemd voor licht structureel beton.
- Indien er meer dan 1 kubus wordt beproefd, neemt men voor R'_w het rekenkundig gemiddelde van de bekomen resultaten.

7.2.1.2. Rekendiagram spanning-rek.

Een algemeen geldend diagram is het parabolisch rechthoekig diagram, deels gevormd door een stuk parabool met zijn top op de abscis 0.2 % en verlengd door een rechte. De maximale ordinaat stemt overeen met de spanning $0.85 R'^*_b$ (fig. 7.1).

De rekenwaarde R'^*_b wordt bepaald door de karakteristieke drukweerstand op cilinder 150/300 te delen door γ_b .

La valeur de γ_b peut être égale à :

— 1.4 pour un béton strictement dosé et soumis à un contrôle statistique permanent suivant N.B.N. B15 102 - § 3.5.2.

— 1.5 pour un béton soumis à un certain contrôle suivant norme N.B.N. B15-102 - § 3.5.3.

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte de la différence qu'il y a entre le chargement instantané d'une éprouvette cylindrique après 28 jours et le chargement de longue durée auquel est soumise une poutre. Il tient compte aussi des conditions de bétonnage et d'hygrométrie qui se traduisent par une ressuée (montée de l'eau de gâchage) à la face supérieure ; cette ressuée conduit à une dessiccation plus rapide et, en conséquence, à une diminution de la résistance.

De waarde van γ_b bedraagt :

— 1.4 voor streng gedoseerd beton onderworpen aan permanente statistische controle volgens N.B.N. B15-102 - § 3.5.2.

— 1.5 voor beton onderworpen aan een beperkte controle volgens N.B.N. B15-102 - § 3.5.3.

Door de verminderingscoëfficiënt 0.85 in te voeren, houdt men rekening met het verschil dat er bestaat tussen de bezwijktoestand van cilinders kortstondig belast na 28 dagen en de langdurige belasting van de werkelijke elementen. Voorts houdt die coëfficiënt rekening met de hygrometrische omstandigheden bij het betonneren die een aanzuigen van aanmaakwater naar de oppervlakte kunnen veroorzaken, waardoor een versnelde uitdroging en dus een vermindering van de weersstand optreedt.

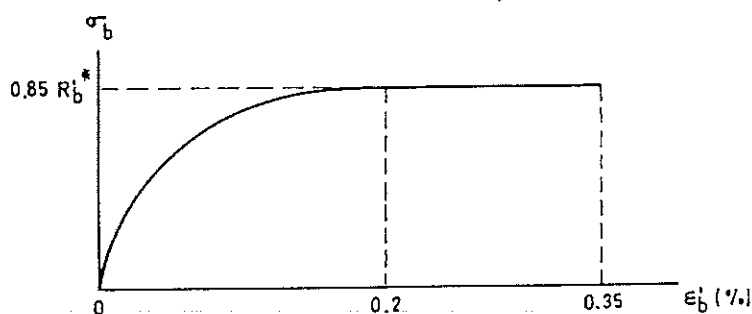
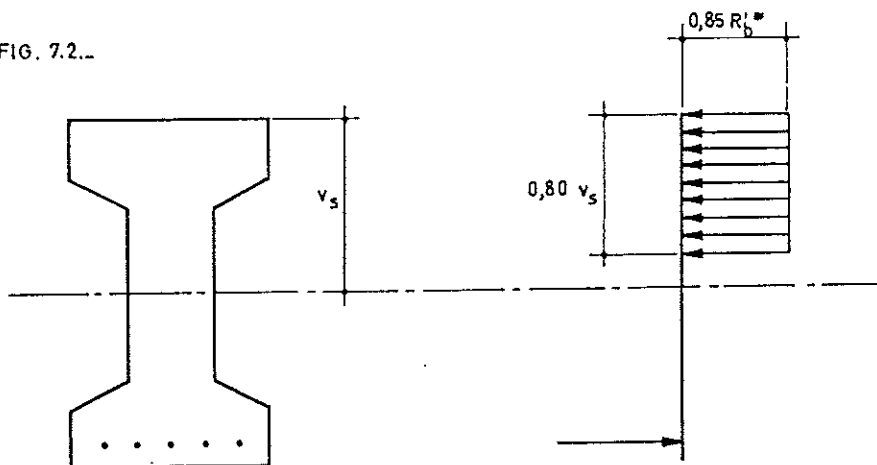


FIG. 7.1...

Remarque : Dans le cas de sections non rectangulaires, il est permis d'utiliser pour la répartition des tensions dans la zone comprimée un diagramme rectangulaire de hauteur égale à 0.8 fois la distance de la fibre la plus comprimée à l'axe neutre.

Opmerking : In geval van niet rechthoekige doorsneden, mag men voor de spanningsverdeling in de gedrukte zone, een rechthoekig diagram gebruiken, waarvan de hoogte 0.8 maal de afstand tussen de neutrale vezel en de meest gedrukte vezel bedraagt.

FIG. 7.2...



7.2.2. Acier pour armatures ordinaires

7.2.2.1. Résistance caractéristique.

Elle est définie par la formule donnée au 7.1.1. (Notations).

Au cas où la limite d'élasticité minimale est garantie par le producteur, conformément aux prescriptions de la norme N.B.N. A24-301 et suivantes, la résistance caractéristique est prise égale à cette dernière.

Ces caractéristiques mécaniques garanties, pour les barres les plus employées, à l'état de livraison, sont données au tableau A.

d : diamètre nominal de la barre.

7.2.2. Gewoon wapeningsstaal.

7.2.2.1. Karakteristieke sterkte.

Zij wordt bepaald door de formule gegeven onder 7.1.1. - (Notaties).

Indien echter de minimale elasticiteitsgrens gewaarborgd is door de producent, overeenkomstig de normen N.B.N. A24-301 en volgende, dan is de karakteristieke sterkte gelijk aan deze waarde.

De gewaarborgde mechanische kenmerken in leveringstoestand voor de meest gebruikte staven vindt men in tabel A.

d : nominale diameter van de staaf.

Tableau A

Tabel A

Nuance d'acier	Barres lisses Gladde staven	Barres à adhérence améliorée Staven met verbeterde hechting		Staalsoort
	BE 22	BE 40	BE 50	
Limite d'élasticité minimale N/mm ²	215	390	490	Minimale elasticiteitsgrens N/mm ² .
Résistance à la traction minimale N/mm ²	335	490	570	Minimale treksterkte N/mm ² .
Allongement minimal après rupture en % (1) A5 A10	24 18	14 10	12 8	Minimale rek na breuk in % (1) A5 A10
Pliage à 180° - diamètre du mandrin d ≤ 12 mm d > 12 mm	1 d 2 d	2.5 d —	3 d —	Buiging over 180° - diameter v.d. buigkern d ≤ 12 mm d > 12 mm
Pliage-dépliage : diamètre du mandrin 12 mm < d ≤ 18 mm d ≤ 26 mm d ≤ 32 mm d ≤ 40 mm	— — — —	6 d 8 d 10 d 12 d	8 d 10 d 12 d 14 d	Heen- en terugbuiging : diameter van de buigkern 12 mm < d ≤ 18 mm d ≤ 26 mm d ≤ 32 mm d ≤ 40 mm

(1) En cas de litige, l'allongement après rupture est à déterminer sur éprouvette ayant une longueur entre repères de 5 d.

(1) in geval van betwisting, moet de rek na breuk bepaald worden op een proefstuk waarvan de lengte tussen de merktekens gelijk is aan 5 d.

7.2.2.2. Diagramme contrainte - déformation.

Pour toutes les nuances d'acier utilisées pour le béton armé, on admet un module d'élasticité égal à 210 000 N/mm².

Pour le tracé du diagramme contrainte - déformation, on fait une distinction entre les aciers naturellement durs et les aciers écrouis à froid. Afin de simplifier les diagrammes, on admet, pour un allongement inférieur à 1 %, les définitions suivantes :

— Pour les aciers naturellement durs : le diagramme comporte la droite de Hooke s'étendant depuis l'origine jusqu'au point dont l'ordonnée correspond à la limite d'élasticité.

7.2.2.2. Diagram spanning-rek.

Voor alle in het gewapend beton gebruikte staalsoorten, wordt de elasticiteitsmodulus gelijk aan 210 000 N/mm² gesteld.

Voor het opstellen van de diagrammen spanning-rek dient men een onderscheid te maken tussen natuurlijk hard staal en koud vervormd staal. Teneinde de diagrammen te vereenvoudigen, aanvaardt men voor een rek, kleiner dan 1 %, de volgende definities :

— Voor natuurlijk hard staal : het diagram omvat de rechte volgens Hooke die zich uitstrekt vanaf de oorsprong tot aan het punt waarvan de ordinaat overeenstemt met de elasticiteitsgrens.

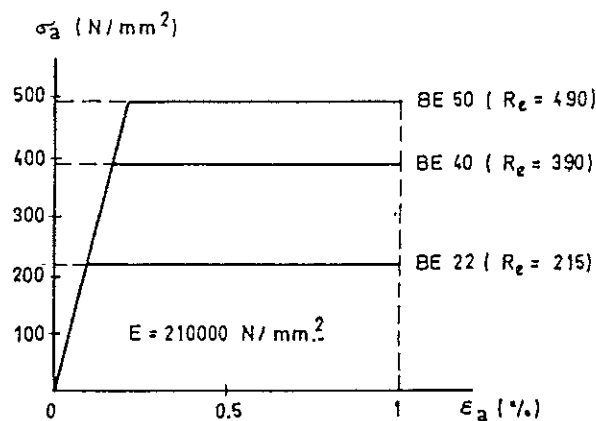


FIG. 7.3.1

— Pour les aciers écrouis à froid : le diagramme comporte :

a) la droite de Hooke, valable depuis l'origine jusqu'au point dont l'ordonnée est égale à : $0.7R_{0.2}$.

avec $R_{0.2}$: limite d'élasticité conventionnelle (allongement rémanent de 0.2 %) ;

b) une partie courbe prolongeant le segment de droite défini en (a) et définie par les valeurs des allongements rémanents donnés au tableau B.

Tableau B

Contrainte	$0.905 R_{0.2}$	$0.943 R_{0.2}$	$0.961 R_{0.2}$	$0.983 R_{0.2}$	$1.00 R_{0.2}$	$1.06 R_{0.2}$	$1.114 R_{0.2}$	Spanning
ε_{rem} (%)	0.03	0.07	0.10	0.15	0.20	0.50	1	ε_{rem} (%)

ε_{rem} : allongement rémanent.

— Voor koud vervormd staal : het diagram omvat :

a) de rechte van Hooke, geldig vanuit de oorsprong tot het punt waarvan de ordinaat $0.7 R_{0.2}$ bedraagt, waarbij $R_{0.2}$ de conventionele elasticiteitsgrens voorstelt (blijvende vervorming van 0.2 %) ;

b) een geboden gedeelte dat het stuk rechte gedefinieerd onder (a) verlengt en dat bepaald wordt door de punten waarvan de coördinaten in tabel B gegeven zijn.

Tabel B

Contrainte	$0.905 R_{0.2}$	$0.943 R_{0.2}$	$0.961 R_{0.2}$	$0.983 R_{0.2}$	$1.00 R_{0.2}$	$1.06 R_{0.2}$	$1.114 R_{0.2}$	Spanning
ε_{rem} (%)	0.03	0.07	0.10	0.15	0.20	0.50	1	ε_{rem} (%)

ε_{rem} : blijvende vervorming.

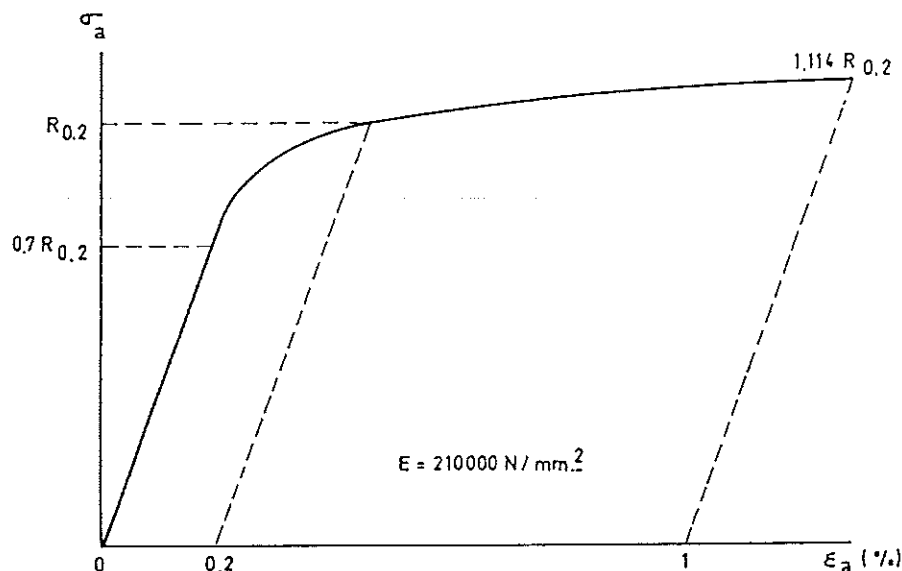


FIG. 7.4.

7.2.3. Acier pour armatures de précontrainte.

7.2.3.1. Résistance caractéristique.

Le producteur garantit une valeur minimale de la résistance à la traction (suivant les prescriptions de la norme N.B.N. 684 - 1 et 2). La résistance caractéristique est prise égale à cette valeur minimale garantie.

La résistance à la traction (R_{ar}) et la limite conventionnelle d'élasticité ($R_{0.2}$) sont à mesurer sur les armatures se trouvant dans leur état d'utilisation, c'est-à-dire, s'il y a lieu, sur une section de barre filetée munie d'écrous, sur une section de barre soudée, sur des fils à empreintes ou sur des torons.

Les caractéristiques mécaniques garanties par le producteur pour les fils, les torons 7 fils et les torons 3 fils les plus employés sont données respectivement aux tableaux C, D et E.

7.2.3. Staal voor voorspanwapeningen.

7.2.3.1. Karakteristieke treksterkte.

De producent garandeert een minimale waarde van de treksterkte (volgens de voorschriften van de normen N.B.N. 684-1 en 2). De karakteristieke sterkte wordt gelijk genomen aan die gewaarborgde waarde.

De treksterkte (R_{ar}) en de conventionele elasticiteitsgrens ($R_{0.2}$) dienen gemeten te worden op wapeningen die zich in hun gebruikstoestand bevinden. Dit wil dus zeggen, indien nodig, op een doorsnede van een draadstaaf voorzien van moeren, op een doorsnede van een gelaste staaf of gedeukte draden of op strengen.

De door de producenten gewaarborgde mechanische kenmerken zijn voor de meest gebruikte draden vermeld in tabel C, voor de 7 draadstrengen in tabel D en voor de 3 draadstrengen in tabel E.

Tableau C

Valeurs garanties par les fournisseurs pour les caractéristiques des fils tréfilés dressés ⁽¹⁾, puis stress-relieved ou vieillis.

Tabel C

Door de leverancier gewaarborgde waarden voor de karakteristieken van de gerechte ⁽¹⁾ getrokken draden en daarna stress-relieved of verouderd.

Diamètre des fils lisses ou à empreintes en mm	7	5	4	3	Diameter der gladde of gedeukte draden in mm
Tolérance sur le diamètre ⁽²⁾	± 1 %			+2 % - 1 %	Afwijking op de diameter ⁽²⁾
Résistance à la traction garantie R _g en N/mm ²	1620	1670	1765	1765	Gewaarborgde treksterkte R _g in N/mm ²
Limite conventionnelle d'élasticité R _{0.2}	> 0.85 R _g				Technische strekgrens R _{0.2}
Allongement relatif garanti en %	2.5				Gewaarborgde rek in %
Coefficient de striction minimal	0.30 pour fils lisse 0.30 voor gladde draden				Minimale insnoeringscoëfficiënt
Essai de pliage alterné Nombre minimal de pliages Fils lisses Fils à empreintes ⁽³⁾ Rayon du cylindre correspondant en mm	6 4 22,5	6 4 15	6 4 10	6 4 7,5	Heen- en weerbuigproef Minimum aantal ombuigingen Gladde draden Gedeukte draden ⁽³⁾ Straal van desbetreffende cilinder in mm
Essai d'enroulement sur mandrin de diamètre 2.5 fois le diamètre du fil	oui, pour les fils lisses non, pour fils à empreintes ja, voor gladde draden neen, voor gedeukte draden				Opwikkelproef op kern met diameter 2.5 maal de draaddiameter
Masse linéaire en kg/m	0.302	0.154	0.098	0.056	Linéaire massa in kg/m

⁽¹⁾ ou autodérouleur : la flèche maximale est de 50 mm/m pour les fils de 7 mm de diamètre et moins.

⁽²⁾ les diamètres sont mesurés au 0,01 mm près. Eventuellement, la section est déterminée par pesée (masse volumique 7.7×10^{-5} N/mm³).

⁽³⁾ suivant la génératrice des empreintes.

⁽¹⁾ of zelfafwindend : de maximale pijl bedraagt 50 mm/m voor draden van 7 mm diameter en minder.

⁽²⁾ de diameter wordt gemeten op 0,01 mm na. Gebruikelijk wordt de doorsnede door wegen bepaald (volumemassa 7.7×10^{-5} N/mm³).

⁽³⁾ volgens de beschrijvende van de indeukingen.

Tableau D

Valeurs garanties par les fournisseurs pour les caractéristiques des torons 7 fils.

Désignation abrégée (1)	9.5 N	11.1 N	12.7 N	12.7 S	12.7 Z	15.2 N	15.2 S	Verkorte aanduiding (1)
Diamètre nominal en mm	9.5	11.1	12.4	12.4	12.8	15.3	15.3	Nominale diameter in mm
Section nominale acier en mm ²	51.6	70.3	93	93	99	140	140	Nominale staaldoorsnede in mm ²
Charge de rupture garantie en kN	93.5	124.5	165.0	172.5	181.5	228.5	240.0	Gewaarborgde breuklast in kN
Charge garantie à la limite conventionnelle d'élasticité	> 0.85 X charge de rupture > 0.85 X breuklast							Gewaarborgde last bij technische strekgrens
Allongement relatif garanti en %	2.5							Gewaarborgde relatieve rek in %
Masse linéaire nominale en kg/m	0.408	0.555	0.735	0.735	0.780	1.100	1.100	Nominale lineaire massa in kg/m

(1) N = toron normal
S = toron spécial
Z = toron lourd

Remarque :

Les torons N peuvent être fournis en fils zincués, la charge de rupture garantie est dans ce cas de 15 % inférieure à celle mentionnée ci-dessus.

Tabel D

Door de leveranciers gewaarborgde waarden voor de karakteristieken van de 7 draadstrengen.

(1) N = normale streng
S = speciale streng
Z = zware streng

Opmerking :

De strengen N kunnen worden geleverd in verzinkte draad, in dat geval ligt de gewaarborgde breuklast 15 % lager dan hierboven vermeld.

Tableau E

Valeurs garanties par les fournisseurs pour les caractéristiques des torons 3 fils.

Désignation abrégée	3x2.20	3x2.40	3x2.60	3x2.90	3x3.25	3x3.55	3x3.70	3x4.10	3x4.25	Verkorte aanduiding
Diamètre nominal en mm	4.8	5.2	5.6	6.3	7.0	7.7	8.0	8.9	9.2	Nominale diameter in mm
Section nominale acier en mm ²	11.4	13.55	15.9	19.8	24.9	29.7	32.2	39.6	42.6	Nominale staaldoorsnede in mm ²
Charge de rupture garantie en kN	21.5	27.5	30.5	37.0	46.0	56.0	59.0	73.5	78.5	Gewaarborgde breuklast in kN
Charge garantie à la limite conventionnelle d'élasticité	> 0.85 x charge de rupture > 0.85 x breuklast									Gewaarborgde last bij technische strekgrens
Allongement relatif garanti en %	2.5									Gewaarborgde relatieve rek in %
Masse linéaire nominale en kg/m	0.0895	0.106	0.125	0.157	0.197	0.233	0.256	0.314	0.336	Nominale lineaire massa in kg/m

Tabel E

Door de leveranciers gewaarborgde waarden voor de karakteristieken van de 3 draadstrengen.

7.2.3.2. Diagramme contrainte-déformation.

Le module d'élasticité des fils de précontrainte est pris égal à 200 000 N/mm². Pour les torons 7 fils et 3 fils, cette valeur est de 195 000 N/mm².

Lorsque le producteur fournit un diagramme contrainte-déformation, c'est ce diagramme qui est adopté.

Dans le cas contraire, le diagramme est tracé comme suit (fig. 7.5) :

a) l'extrémité du diagramme est la contrainte de rupture garantie (R_{ak}) couplée à une déformation relative de 2.5 %.

b) la droite de Hooke est adoptée entre l'origine et le point où la contrainte vaut $0.7 R_{ak}$.

c) un point particulier est celui obtenu à l'intersection de la parallèle à la droite de Hooke passant par l'abscisse 0.2 % avec l'horizontale d'ordonnée $0.9 R_{ak}$. Ce point est relié par une droite au point d'extrémité défini en a.

d) les deux droites ainsi définies sont reliées entre elles par une parabole tangente à la droite de Hooke et qui passe par le point défini en c.

7.2.3.2. Spanning-rek diagram.

De elasticiteitsmodulus voor de voorspandraden wordt gelijk genomen aan 200 000 N/mm² en voor de voorspanstrengen (7 en 3 draden) aan 195 000 N/mm².

Wanneer de leverancier een spanning-rek diagram levert, dient dit diagram genomen te worden.

Bij ontstentenis van dit diagram, dient het als volgt opgesteld te worden (fig. 7.5) :

a) eindpunt van het diagram is de gegarandeerde breukspanning (R_{ak}) met een relatieve rek van 2.5 %.

b) de rechte van Hooke vanaf de oorsprong tot een spanning gelijk aan $0.7 R_{ak}$.

c) een particulier punt wordt bekomen door een rechte evenwijdig met de rechte van Hooke en gaande door de abscis 0.2 % te trekken en het snijpunt ervan te bepalen met de horizontale door de ordinaat $0.9 R_{ak}$.

Dit laatste punt wordt door een rechte verbonden met het eindpunt gedefinieerd onder a.

d) het diagram wordt gesloten met een parabool die raakt aan de rechte van Hooke en die door het punt gedefinieerd onder c gaat.

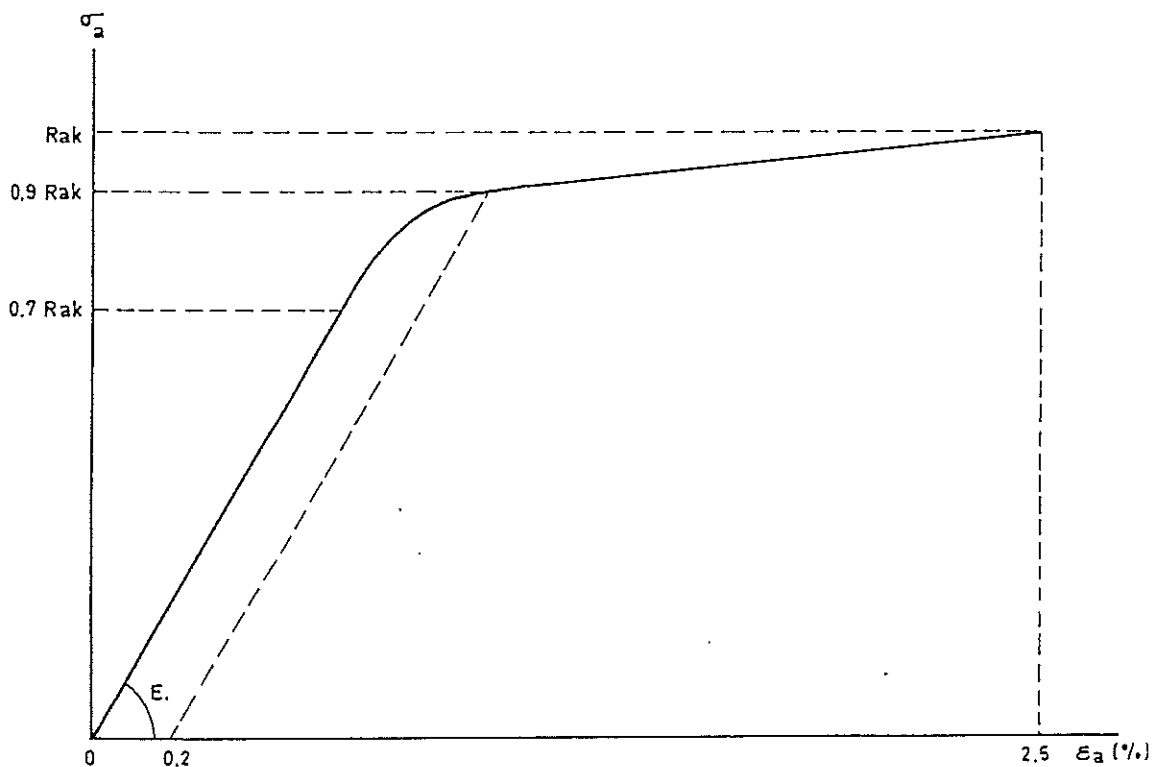


FIG. 7.5.

7.3. Première méthode de calcul.

7.3.1. Vérification en flexion sous charge totale par calcul suivant la méthode aux états limites.

Le calcul aux états limites et la sécurité vis à vis de la rupture correspondent aux prescriptions de la N.B.N. B15-103 et des «Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton». (C.E.B. - F.I.P. Prague, juin 1970).

7.3.1.1. Base de calcul.

— Sous l'influence des charges, l'armature se déforme comme le béton qui l'entoure.

— Les sections transversales planes restent planes après déformation.

— La résistance à la traction du béton est négligée.

— L'allongement maximum des armatures de précontrainte est fixé à 1 %. L'allongement initial donné par la précontrainte n'est pas compris dans ce 1 %.

— Le raccourcissement maximum du béton est égal à :

0.35 % en flexion.

0.20 % en compression simple.

7.3.1.2. Sécurité à la rupture.

La sécurité à la rupture est fixée comme suit :

a) Pour les matériaux :

Les contraintes de calcul sont les résistances caractéristiques affectées d'un coefficient réducteur, soit :

$$R^*_{b} = \frac{R'_{wk} \times 0.83}{\gamma_b}$$

(facteur 0.83 pour passer des valeurs obtenues sur cubes à celles sur cylindres suivant 7.2.1.1.).

$$R^*_{a} = \frac{R_{ak}}{\gamma_a}$$

Ces coefficients sont appliqués pour tenir compte de la réduction de la résistance du matériau dans l'ensemble de la structure par rapport à la valeur caractéristique, et des réductions de la résistance dues à des défauts locaux.

b) Pour les sollicitations :

On définit des sollicitations de calcul (S^*) par l'intermédiaire d'un coefficient γ_s :

$$S^* = \gamma_s \cdot S_k$$

S_k sont les sollicitations caractéristiques déterminées suivant les normes belges.

Le coefficient γ_s tient compte des facteurs suivants :

— La possibilité que les actions atteignent des valeurs plus défavorables que leur valeur caractéristique.

— La possibilité réduite que les actions se présentent toutes simultanément avec leur valeur caractéristique.

7.3. Eerste berekeningsmethode.

7.3.1. Nazicht op buiging door een berekening volgens de grenstoestanden onder volle last.

De breukberekening en de beveiliging tegen breuk steunen op de aanbevelingen van de N.B.N. B15-103 en van de «Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton». (C.E.B. - F.I.P. Prague, juin 1970).

7.3.1.1. Grondslagen voor de berekening.

— Onder invloed van de belastingen ondergaat de wapening dezelfde vervormingen als het omringende beton.

— Vlakke betondoorsneden blijven na vervorming vlak.

— De treksterkte van het beton wordt verwaarloosd.

— De maximale rek in het voorgespannen staal wordt beperkt tot 1 %. De initiele rek ontstaan door de voorspanning is daarin niet inbegrepen.

— De maximale stuik van het beton is gelijk aan :

0.35 % bij buiging.

0.20 % bij centrische druk.

7.3.1.2. Veiligheid op breuk.

De veiligheid op breuk van een element wordt bepaald :

a) Voor de materialen :

De rekenwaarden zijn de karakteristieke weerstandswaarden waarop een verminderingcoëfficiënt wordt toegepast :

$$R^*_{b} = \frac{R'_{wk} \times 0.83}{\gamma_b}$$

(factor 0.83 om over te gaan van kubuswaarden op cilinderwaarden volgens 7.2.1.1.).

$$R^*_{a} = \frac{R_{ak}}{\gamma_a}$$

Deze coëfficiënten worden toegepast om rekening te houden met enerzijds de mogelijke materiaalgebreken van plaatselijke aard, anderzijds met de mogelijke afname van de materiaalsterkte van de constructie in haar geheel ten overstaan van de uit de controleproefstukken afgeleide karakteristieke waarden.

b) Voor de sollicitaties :

Men definieert rekenwaarden (S^*) voor de sollicitaties. Hiervoor maakt men gebruik van de coëfficiënt γ_s :

$$S^* = \gamma_s \cdot S_k$$

Hierin zijn S_k de karakteristieke belastingen bepaald volgens de Belgische normen.

De faktor γ_s houdt rekening met de volgende factoren :

— De uitwendige belastingen kunnen grotere waarden aannemen dan de karakteristieke belastingen.

— De verminderde waarschijnlijkheid dat uitwendige belastingen, die allen hun karakteristieke waarde hebben, gelijktijdig optreden.

— La possibilité de modification défavorable des sollicitations due à des hypothèses incorrektes ou trop simplistes, ou à des imprécisions d'exécution.

c) Pour la précontrainte :

On définit un effort de précontrainte de calcul (P^*) par l'intermédiaire d'un coefficient γ_P ;

$$P^* = \gamma_P \cdot P_k.$$

P_k est la valeur caractéristique de l'effort de précontrainte : $P_k = 0.98 P_o - 1.20 \Delta P$.

· P_o = effort de précontrainte théorique initial. Le coefficient 0.98 tient compte du fait que l'effort est mesuré à 2 % près.

· ΔP = somme des valeurs théoriques des pertes de tension instantanées et différées. Le coefficient 1.20 reflète l'incertitude couvrant le calcul de ces pertes.

Le coefficient γ_P est pris égal à 0.9.

Remarque : Cette valeur de calcul P^* est utilisée pour rechercher le moment de rupture de l'élément suivant la méthode de calcul aux états limites ultimes. Lorsqu'il s'agit de vérifier les différentes valeurs des contraintes suivant la méthode élastique, c'est la valeur P_o qui doit entrer en ligne de compte (voir exemple de calcul 7.5).

Un élément déterminé possède donc une sécurité vis-à-vis de la rupture basée d'une part sur la prise en compte de sollicitations plus élevées (S^*) et, d'autre part, sur la minoration des caractéristiques des matériaux (R^{*b} , R^{*a}) et des efforts de précontrainte (P^*).

7.3.1.3. Etablissement des diagrammes contrainte-déformation de calcul.

a) Diagramme contrainte-déformation de calcul pour le béton : voir 7.2.1.2.

b) Diagramme contrainte-déformation pour l'acier de précontrainte. La valeur de calcul pour l'acier est établie avec $\gamma_a = 1.15$.

Le diagramme de calcul est issu du diagramme caractéristique en appliquant aux valeurs de ce dernier, le facteur de réduction γ_a . Cette réduction se fait parallèlement à la droite de Hooke.

c) Diagramme contrainte-déformation pour l'acier ordinaire.

Les qualités BE 22, BE 40 et BE 50 sont employées pour les armatures longitudinales et les étriers.

L'établissement du diagramme de calcul s'effectue de la même manière que pour l'acier de précontrainte. Il faut toutefois faire une distinction entre les aciers écrouis à froid et les aciers naturellement durs.

7.3.1.4. Moment admissible de la méthode aux états limites.

A partir du diagramme des déformations d'une section caractéristique d'un élément, on établit l'égalité entre les résultantes des tractions et des compressions.

La contrainte de compression dans le béton est calculée avec le diagramme de calcul parabole-rectangle, celle dans l'acier avec le

— De mogelijke ongunstige veranderingen van de belastingen die kunnen voortspruiten uit onjuiste hypothesen in de berekeningen en/of uit onnauwkeurigheden bij de uitvoering.

c) Voor de voorspanning :

Men bepaalt een rekenvoorspankracht (P^*) bij middel van de coëfficiënt γ_P ;

$$P^* = \gamma_P \cdot P_k.$$

P_k is de karakteristieke waarde van de voorspankracht : $P_k = 0.98 P_o - 1.20 \Delta P$.

· P_o = : theoretische initiële voorspankracht. De coëfficiënt 0.98 houdt rekening met het feit dat de kracht gemeten wordt op 2 % na.

· ΔP = som van de theoretische waarden van de ogenblikkelijke en de uitgestelde spanningsverliezen. De coëfficiënt 1.2 dekt de onzekerheid met betrekking tot de berekende waarde van de verliezen.

De coëfficiënt γ_P bedraagt 0.9.

Opmerking : De rekenwaarde P^* wordt gebruikt om het breukmoment van een element te bepalen volgens de methode der uiterste grenstoestanden. Bij het nazicht van de verschillende waarden der spanningen volgens de elastische methode, dient de waarde P_o aangewend te worden (zie rekenvoorbeeld onder 7.5).

Een bepaald element verkrijgt nu zijn veiligheid op breuk door enerzijds het element te ontwerpen voor een verhoogde waarde van de belasting (S^*) en door anderzijds de materiaaleigenschappen (R^{*b} , R^{*a}) en de rekenvoorspankracht (P^*) te verminderen.

7.3.1.3. Opstellen van de rekendiagrammen spanning-rek.

a) Spanning-rek rekendiagram beton : zie 7.2.1.2.

b) Spanning-rek diagram voorspanstaal. De rekenwaarde van het staal wordt verkregen door de coëfficiënt $\gamma_a = 1.15$ toe te passen. Het rekendiagram verkrijgt men dan uit het karakteristieke, door deze reductie toe te passen en dit evenwijdig met de rechte van Hooke.

c) Spanning-rek diagram voor het gewone staal.

De staalsoorten BE 22, BE 40 en BE 50 worden gebruikt als langswapening en als beugels. Het opstellen van het rekendiagram gebeurt op dezelfde manier als voor het voorspanstaal. Er dient wel onderscheid gemaakt te worden tussen het natuurlijk hard staal en het koud-ervormd staal.

7.3.1.4. Toelaatbaar moment volgens de methode der uiterste grenstoestanden.

Uitgaande van het vervormingsdiagram van een karakteristieke sectie van een element, wordt het evenwicht bepaald tussen trek- en drukresultanten. De drukspanning in het beton wordt berekend met het parabolisch-rechthoekig rekendiagram. De drukspanning in het zacht staal in de bovenflens met het

diagramme de calcul de l'acier utilisé, et la contrainte de traction dans les torons de précontrainte avec le diagramme de calcul des torons employés.

A partir de la déformation relative du béton (0.35 %) on recherche une déformation correspondante pour les torons de précontrainte de façon telle qu'on obtienne l'égalité entre la traction et la compression. On calcule alors le moment qui en résulte et on obtient ainsi le «moment de rupture avec minoration des caractéristiques des matériaux».

Ce moment est alors comparé avec le moment obtenu à partir des charges de calcul (S^*).

Il se pourrait cependant que ce calcul par approximations successives, mené à partir d'une déformation relative du béton donnée (0.35 %) ne conduise à aucun résultat.

Dans ce cas, il s'agit d'entamer un nouveau calcul par approximations successives mené à partir d'une déformation relative de l'acier de précontrainte donné (1 %).

Remarque :

La précontrainte produit des déformations initiales aussi bien dans le béton que dans les torons. Les déformations initiales dans le béton sont négligeables tandis que celles dans les torons doivent être prises en compte.

Ces dernières déformations initiales correspondent à la tension des torons en service.

Les pertes de précontrainte sont estimées à 15 % de la valeur initiale.

7.3.2. Vérification des contraintes lors de la mise en précontrainte suivant la méthode élastique.

Ces contraintes sont limitées aux valeurs suivantes exprimées en N/mm^2 :

		Classe I Klas I	Classe II Klas II	Classe III Klas III	Classe IV Klas IV	
Compression	0.5 R_w	22.5	20	17.5	15	Druk
Traction sans armature de renfort	0.03 R_w	1.35	1.2	1.05	0.9	Trek zonder versterkingswapening
Traction avec armatures de renfort reprenant toutes les tractions calculées à 0.9 R_e	0.07 R_w (¹)	3.15	2.8	2.45	2.1	Trek met versterkingswapening die alle trekkrachten opneemt en berekend is met 0.9 R_e
Traction avec armatures de renfort reprenant toutes les tractions et calculées à 0.6 R_e	0.10 R_w (¹)	4.5	4	3.5	3	Trek met versterkingswapening die alle trekkrachten opneemt en berekend is met 0.6 R_e

(¹) Remarque : Dans le système par adhérence où les torons se trouvent régulièrement répartis dans la semelle, on peut tenir compte des torons se trouvant dans la zone tendue pour reprendre les efforts de traction tant que la tension totale des torons reste en dessous de la tension admise, c'est-à-dire 0.7 R_g . Cet accroissement de tension dans les torons au moment de la fissuration ne peut, de plus, dépasser 200 N/mm^2 .

rekendiagram van de gebruikte staalkwaliteit en de trekspanning in de voorspanstrengen met het rekendiagram van de gebruikte strengen. Uitgaande van de relatieve vervorming van het beton (0.35 %) zoekt men een corresponderende vervorming voor de voorspanstrengen zodanig dat men evenwicht krijgt tussen trek en druk.

Bij evenwicht wordt het inwendig moment berekend en men bekomt aldus een «breukmoment met minorisatie der materiaalkwaliteiten».

Dit moment wordt dan vergeleken met het uitwendig moment dat men bekomt met de rekenbelastingen (S^*).

Het kan gebeuren dat de berekening door opeenvolgende benaderingen vertrekkende van een gegeven rek van het beton (0.35 %) tot geen resultaten leidt.

In dit geval dient men een nieuwe berekening met opeenvolgende benaderingen uit te voeren, doch vertrekkend van een gegeven rek van het voorspanstaal (1 %).

Opmerking :

De voorspanning geeft aanleiding tot beginvervormingen zowel in het beton als in de strengen. De vervormingen in het beton zijn verwaarloosbaar, daarentegen dient men wel degelijk rekening te houden met de beginvervorming in de strengen. Deze beginvervorming stemt overeen met de spanning der strengen in dienst. De voorspanverliezen worden op 15 % van de initiële voorspankracht geraamd.

7.3.2. Nazicht van de spanningen, met de elastische methode, bij onder voorspanning brengen.

Deze spanningen worden beperkt tot de volgende waarden in N/mm^2 :

(¹) Opmerking : Indien men werkt met een voorspanning op kleef en indien de strengen regelmatig verdeeld zijn over de sectie, mag men de strengen, die in de getrokken zone liggen, mee in rekening brengen voor het opnemen van de trekkrachten.

Nochtans dient de totale spanning in de strengen kleiner te blijven dan de toelaatbare, nl. 0.70 R_g . Ook mag de verhoging van de spanning in de strengen (door het opnemen van die trekkrachten) bij het optreden van de scheuren niet hoger zijn dan 200 N/mm^2 .

Dans le cas de fils lisses tréfilés ou de torons 7 fils tréfilés, la traction maximale admissible au cours de la mise en précontrainte est égale à $0.8 R_g$. D'autre part, la contrainte doit, après ancrage, rester en toute section inférieure à $0.7 R_g$.

In geval van gladde getrokken draden of 7 draadstrengen van getrokken draad, bedraagt de maximale toelaatbare trekspanning bij het voorspannen $0.8 R_g$. Anderzijds dient na verankering in elke doorsnede de spanning beperkt te blijven tot $0.7 R_g$.

7.3.3. Vérification des contraintes de traction sous la charge totale, suivant la méthode élastique.

Ces contraintes sont limitées aux valeurs suivantes exprimées en N/mm^2 :

7.3.3. Nazicht van de buigtrekspanningen, onder totale last, volgens de elastische methode.

De spanningen worden beperkt tot de volgende waarden in N/mm^2 .

		Classe I Klas I	Classe II Klas II	Classe III Klas III	Classe IV Klas IV	
Sans armature de renfort		0	0	0	0	Zonder versterkingswapening
Avec armatures de renfort reprenant toutes les tractions et calculées à $0.9 R_e$ ⁽¹⁾	$0.03 R'_{wk}$	1.74	1.56	1.35	1.20	Met versterkingswapening die alle trekkrachten opneemt en berekend is met $0.9 R_e$ ⁽¹⁾
Avec armatures de renfort reprenant toutes les tractions et calculées à $0.6 R_e$ ⁽¹⁾	$0.085 R'_{wk}$	4.93	4.42	3.83	3.40	Met versterkingswapening die alle trekkrachten opneemt en berekend is met $0.6 R_e$ ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Même remarque que sous 7.3.2.

⁽¹⁾ Zelfde opmerking als onder 7.3.2.

7.3.4. Vérification au cisaillement suivant la méthode élastique.

La contrainte principale de traction est limitée aux valeurs suivantes exprimées en N/mm^2 :

7.3.4. Nazicht op afschuiving met de elastische methode.

De hoofdtrekspanning wordt beperkt tot de volgende waarden in N/mm^2 .

		Classe I Klas I	Classe II Klas II	Classe III Klas III	Classe IV Klas IV	
Sans armatures transversales	$0.015 R'_{wk}$	0.87	0.78	0.68	0.60	Zonder dwarswapening
Avec armatures transversales calculées à $0.9 R_e$	$0.030 R'_{wk}$	1.74	1.56	1.35	1.20	Met dwarswapening berekend met $0.9 R_e$
Avec armatures transversales calculées à $0.6 R_e$	⁽²⁾	4	4	4	3	Met dwarswapening berekend met $0.6 R_e$

⁽²⁾ S'il s'agit de béton léger de structure, la contrainte principale de traction doit alors être limitée à $3 N/mm^2$.

⁽²⁾ Indien het gaat om licht structureel beton, dan dient de hoofdtrekspanning beperkt te worden tot $3 N/mm^2$.

7.4. Deuxième méthode de calcul.

7.4. Tweede berekeningsmethode.

7.4.1. Vérification des contraintes de flexion sous charge totale, suivant la méthode élastique. Dans toutes les sections, les contraintes sont limitées aux valeurs suivantes exprimées en N/mm^2 :

7.4.1. Nazicht van de buigspanningen, onder volle last, met de elastische methode. In alle doorsneden dienen de spanningen beperkt te worden tot de volgende waarden in N/mm^2 :

		Classe I Klas I	Classe II Klas II	Classe III Klas III	Classe IV Klas IV	
Compression	$0.375 R'_{wk}$	21.80	19.50	16.90	15	Druk
Traction sans armature de renfort Remarque : en cas de sollicitation de caractère exceptionnel et momentané, on admet $0.03 R'_{wk}$		0	0	0	0	Trek zonder versterkingswapening. Opmerking : in het geval van een uitzonderlijke ogenblikkelijke belasting mag men $0.03 R'_{wk}$ toelaten.
Traction avec armatures de renfort reprenant toutes les tractions et calculées à $0.9 R_e$	$0.03 R'_{wk}$ (¹)	1.74	1.56	1.35	1.20	Trek met een versterkingswapening die alle trekkrachten opneemt en berekend is met $0.9 R_e$
Traction avec armatures de renfort reprenant toutes les tractions et calculées à $0.6 R_e$	$0.085 R'_{wk}$ (¹) (²)	4.93	4.42	3.83	3.40	Trek met een versterkingswapening die alle trekkrachten opneemt en berekend is met $0.6 R_e$

(¹) Même remarque que pour 7.3.2.

(²) Lors du levage des poutres, il peut se produire un encorbellement. Il est admis dans ce cas que les armatures de renfort, reprenant toutes les contraintes de traction, soient calculées à $0.75 R_e$ au lieu de $0.6 R_e$.

Il y a toutefois lieu d'introduire un coefficient dynamique égal à 1.25 pour le calcul des effets de levage.

(¹) Zelfde opmerking als onder 7.3.2.

(²) Bij het manipuleren van de balken kan een uitkraging optreden. In dit geval is het toegelaten de versterkingswapening, die alle trekspanningen opneemt, te berekenen met $0.75 R_e$ in plaats van $0.6 R_e$. Men dient echter rekening te houden met een dynamische coëfficiënt gelijk aan 1.25.

7.4.2. Vérification des contraintes lors de la mise en précontrainte (voir 7.3.2.).

7.4.2. Nazicht van de spanningen bij het onder voorspanning brengen (zie hiervoor 7.3.2.).

7.4.3. Vérification du cisaillement suivant la méthode élastique (voir 7.3.4.).

7.4.3. Nazicht op afschuiving met de elastische methode (zie hiervoor 7.3.4.).

7.5. Exemple de calcul d'une poutre en béton précontraint suivant les 2 méthodes.

7.5. Berekeningsvoorbeeld van een balk in voorgespannen beton volgens de 2 methoden.

7.5.1. Caractéristiques de la poutre.

7.5.1. Karakteristieken van de balk.

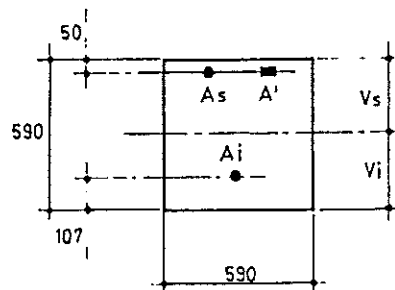


FIG. 7.6..

— A' : armature passive comprimée : 226 mm^2 .

— A_s : armature de précontrainte supérieure : 2 torons 12.7 S (tableau D. 7.2.3.1.)
 $2 \times 93 \text{ mm}^2 = 186 \text{ mm}^2$.

— A_i : armature de précontrainte inférieure : 22 torons 12.7 S disposés comme suit vis-à-vis du bord inférieur de la section :

— A' : passieve gedrukte wapening : 226 mm^2 .

— A_s : voorspanwapening bovenaan : 2 strengen 12.7 S (tabel D. 7.2.3.1.)
 $2 \times 93 \text{ mm}^2 = 186 \text{ mm}^2$.

— A_i : voorspanwapening onderaan : 22 strengen 12.7 S als volgt geplaatst t.o.v. de onderste rand van de doorsnede :

8 torons à 50 mm
 4 torons à 75 mm
 4 torons à 100 mm
 2 torons à 175 mm
 4 torons à 225 mm

Leur centre de gravité est situé à 107 mm du bord inférieur.

$$22 \times 93 \text{ mm}^2 = 2046 \text{ mm}^2.$$

— B : Section de béton équivalente avec

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 6.$$

$$B = 590 \times 590 + (6 - 1) \times (226 + 186 + 2046) = 360390 \text{ mm}^2.$$

— Position du centre de gravité de la section de béton équivalente :

$$V_i = \frac{1}{360390} \times (590 \times 590 \times \frac{590}{2} + 5 \times 226 \times 540 + 5 \times 186 \times 540 + 5 \times 2046 \times 107) = 291 \text{ mm}.$$

$$V_s = 590 - 291 = 299 \text{ mm}.$$

— Moment d'inertie équivalent :

$$I = \frac{590^4}{12} + 4^2 \times 590^2 + (540 - 291)^2 \times 5 \times (226 + 186) + (291 - 107)^2 \times 5 \times 2046 = 1057.744 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

$$\frac{I}{V_i} = 3.63486 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\text{et } \frac{I}{V_s} = 3.53761 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

— Matériaux :

Béton : classe I.

Armature passive : BE 40 (écroui à froid)

Armature de précontrainte : torons 12.7 S.

— Sollicitations :

Portée l : 15 m.

Poids propre : $0.59 \times 0.59 \times 25000$: 8.7 kN/m

Surcharges : $\frac{14 \text{ kN/m}}{22.7 \text{ kN/m}}$

Conformément à la norme N.B.N. B15-103 (points 3.3.2.2.) on adopte pour une probabilité égale à 10^{-5} , un coefficient majorateur γ_s égal à 1.50.

$$M = 22.7 \times \frac{15^2}{8} = 638 \text{ kN m}.$$

$$M^* = \gamma_s \cdot M = 1.50 \times 638 = 958 \text{ kN m}.$$

— Tension des aciers de précontrainte :

Tension initiale : adoptons une tension initiale de 1250 N/mm^2 en vérifiant que (voir 7.3.2.) :

$$1250 \text{ N/mm}^2 < 0.7 R_g$$

$$0.7 R_g = 0.7 \times \frac{172500 \text{ N}}{93 \text{ mm}^2} = 1298 \text{ N/mm}^2$$

> 1250 N/mm^2 (tableau D — 7.2.3.1.).

Effort de précontrainte initiale P_0 :

$$P_0 : 24 \times 93 \text{ mm}^2 \times 1250 \text{ N/mm}^2 = 2790 \text{ kN}.$$

Tension en service : il faut introduire maintenant un «coefficient de perte» η pour tenir compte de la diminution de l'effort initial de précontrainte sous l'effet de la relaxation de l'acier, du retrait et du fluage du béton. On adopte $\eta = 0.85$.

Tension en service des aciers de précontrainte :

$$1250 \text{ N/mm}^2 \times 0.85 = 1062.5 \text{ N/mm}^2.$$

8 strengen op 50 mm
 4 strengen op 75 mm
 4 strengen op 100 mm
 2 strengen op 175 mm
 4 strengen op 225 mm

Het zwaartepunt van deze wapeningen ligt op 107 mm van de onderkant.

$$22 \times 93 \text{ mm}^2 = 2046 \text{ mm}^2.$$

— B = equivalente betondoorsnede berekend met

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 6.$$

$$B = 590 \times 590 + (6 - 1) \times (226 + 186 + 2046) = 360390 \text{ mm}^2.$$

— Ligging van het zwaartepunt van de equivalente betondoorsnede :

$$V_i = \frac{1}{360390} \times (590 \times 590 \times \frac{590}{2} + 5 \times 226 \times 540 + 5 \times 186 \times 540 + 5 \times 2046 \times 107) = 291 \text{ mm}.$$

$$V_s = 590 - 291 = 299 \text{ mm}.$$

— Equivalent traagheidsmoment :

$$I = \frac{590^4}{12} + 4^2 \times 590^2 + (540 - 291)^2 \times 5 \times (226 + 186) + (291 - 107)^2 \times 5 \times 2046 = 1057.744 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

$$\frac{I}{V_i} = 3.63486 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\text{en } \frac{I}{V_s} = 3.53761 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

— Materialen :

Beton : klas I.

Passieve wapening : BE 40 (koudvervormd).

Voorspanwapening : strengen 12.7 S.

— Belastingen :

Overspanning l : 15 m.

Eigen gewicht : $0.59 \times 0.59 \times 25000$: 8.7 kN/m

overlasten : $\frac{14 \text{ kN/m}}{22.7 \text{ kN/m}}$

In overeenstemming met de norm N.B.N. B15-103 (punt 3.3.2.2.) neemt men voor een waarschijnlijkheid van 10^{-5} , een vermeerderingscoëfficiënt $\gamma_s = 1.50$ aan.

$$M = 22.7 \times \frac{15^2}{8} = 638 \text{ kN m}.$$

$$M^* = \gamma_s \cdot M = 1.50 \times 638 = 958 \text{ kN m}.$$

— Spanning in het voorspanstaal :

Initiële spanning : we nemen 1250 N/mm^2 waarbij dient nagezien of (zie 7.3.2.) :

$$1250 \text{ N/mm}^2 < 0.7 R_g$$

$$0.7 R_g = 0.7 \times \frac{172500 \text{ N}}{93 \text{ mm}^2} = 1298 \text{ N/mm}^2$$

> 1250 N/mm^2 (tabel D — 7.2.3.1.).

Initiële voorspankracht P_0 :

$$P_0 : 24 \times 93 \text{ mm}^2 \times 1250 \text{ N/mm}^2 = 2790 \text{ kN}.$$

Spanning in dienst : men dient een «verliescoëfficiënt» in te voeren die rekening houdt met het verlies aan voorspanning tengevolge van de relaxatie van het staal en de krimp en de kruip van het beton. Men aanvaardt $\eta = 0.85$.

Dienstspanning van het voorspanstaal :

$$1250 \text{ N/mm}^2 \times 0.85 = 1062.5 \text{ N/mm}^2.$$

7.5.2. Première méthode de calcul.

Comme indiqué en 7.3.1.3., on établit les diagrammes contrainte - déformation de calcul pour respectivement, le béton, l'acier de précontrainte et l'acier ordinaire (voir pages suivantes, fig. 7.9, 7.10, 7.11).

7.5.2.1. Vérification en flexion.

— Contrainte du béton en compression :
 $0.85 R^*_{b} = 0.85 \times (58 \text{ N/mm}^2 \times 0.83)$

$$\times \frac{1}{1.40} = 29.20 \text{ N/mm}^2.$$

— Valeur caractéristique de l'effort de précontrainte :

$$P_k = (0.98 \times P_o - 1.20 \times \Delta P)$$

ΔP : pertes.

Si on estime ces dernières à 15 % de P_o , on obtient : $P_k = 0.80 P_o$.

— Valeur de calcul de l'effort de précontrainte :

$$P^* = \gamma_p \cdot P_k \text{ avec } \gamma_p = 0.9.$$

donc $P^* = 0.9 \times 0.80 \times P_o = 0.72 P_o$
 $= 2008.8 \text{ kN}$

Contrainte correspondante :

$$\frac{2008.8}{24 \times 93} 10^3 = 900 \text{ N/mm}^2.$$

Déformation de l'acier de précontrainte :

$$\frac{900}{195000} = 0.462 \text{ \%}.$$

— Recherche d'une distribution de contraintes dans les sections transversales.

On commence le calcul par itérations avec un premier couple de valeurs :

$$\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$$

$$\varepsilon'_a = 1.000 \text{ \%}$$

Ces valeurs ne permettent pas d'obtenir un équilibre de translation horizontal comme indiqué en 7.3.1.4.

On conserve $\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$ et on adopte d'autres valeurs pour ε'_a soit :

$$\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \% et}$$

$$\varepsilon'_a = 0.390 \text{ \%}$$

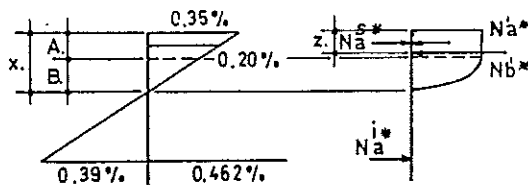


FIG. 7.7.

On a :

$$x = \frac{0.350}{0.350 + 0.390} \times (590 - 107) = 228 \text{ mm}.$$

$$\varepsilon''_a = \varepsilon'_a = \frac{228 - 50}{228} \times 0.350 = 0.273 \text{ \%}.$$

Déformations totales de l'acier de précontrainte :

$$\varepsilon_{at} = 0.390 + 0.462 = 0.852 \text{ \%}$$

$$\varepsilon''_{at} = -0.273 + 0.462 = 0.189 \text{ \%}.$$

Contraintes de calcul correspondant à ces déformations :

$\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$	$\sigma'_{b^*} = 29.20 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon'_a = 0.273 \text{ \%}$	$\sigma'_{a^*} = 320 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_{at} = 0.852 \text{ \%}$	$\sigma_{at}^* = 1422 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon''_{at} = 0.189 \text{ \%}$	$\sigma''_{at}^* = 369 \text{ N/mm}^2$

7.5.2. Eerste berekeningsmethode.

Zoals aangeduid in 7.3.1.3., stelt men eerst de diagrammen spanning-rek op voor het beton, het voorspanstaal en het gewoon staal (zie volgende bladzijden, fig. 7.9, 7.10, 7.11).

7.5.2.1. Nazicht op buiging.

— Drukspanning in het beton :

$$0.85 R^*_{b} = 0.85 \times (58 \text{ N/mm}^2 \times 0.83)$$

$$\times \frac{1}{1.40} = 29.20 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristieke waarde van de voorspankracht :

$$P_k = (0.98 \times P_o - 1.20 \times \Delta P)$$

ΔP : verliezen.

Indien men de verliezen op 15 % P_o schat, bedraagt : $P_k = 0.80 P_o$.

— Rekenwaarde van de voorspankracht :

$$P^* = \gamma_p \cdot P_k \text{ met } \gamma_p = 0.9.$$

dus $P^* = 0.9 \times 0.80 \times P_o = 0.72 P_o$
 $= 2008.8 \text{ kN}$

Overeenstemmende spanning :

$$\frac{2008.8}{24 \times 93} 10^3 = 900 \text{ N/mm}^2.$$

Rek in het voorspanstaal :

$$\frac{900}{195000} = 0.462 \text{ \%}.$$

— Opzoeken van de spanningsverdeling in de dwarsdoorsneden.

Men begint de opeenvolgende benaderingen met volgende twee waarden :

$$\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$$

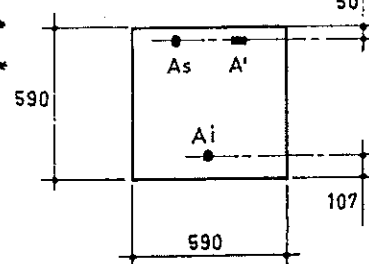
$$\varepsilon'_a = 1.000 \text{ \%}$$

Met deze waarden bereikt men geen horizontaal evenwicht zoals aangeduid in 7.3.1.4.

Men behoudt $\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$ en neemt andere waarden voor ε'_a :

$$\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$$

$$\varepsilon'_a = 0.390 \text{ \%}$$



Men heeft :

$$x = \frac{0.350}{0.350 + 0.390} \times (590 - 107) = 228 \text{ mm}.$$

$$\varepsilon''_a = \varepsilon'_a = \frac{228 - 50}{228} \times 0.350 = 0.273 \text{ \%}.$$

Totale rek van het voorspanstaal :

$$\varepsilon_{at} = 0.390 + 0.462 = 0.852 \text{ \%}$$

$$\varepsilon''_{at} = -0.273 + 0.462 = 0.189 \text{ \%}.$$

Rekspanningen behorend bij deze vervormingen :

$\varepsilon'_b = 0.350 \text{ \%}$	$\sigma'_{b^*} = 29.20 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon'_a = 0.273 \text{ \%}$	$\sigma'_{a^*} = 320 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_{at} = 0.852 \text{ \%}$	$\sigma_{at}^* = 1422 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon''_{at} = 0.189 \text{ \%}$	$\sigma''_{at}^* = 369 \text{ N/mm}^2$

Les segments A et B (tels que $A + B = x$) déterminent le diagramme des contraintes dans la zone de béton comprimé :

$$A = \frac{0.15}{0.35} \times x = 97.7 \text{ mm}$$

$$B = \frac{0.20}{0.35} \times x = 130.3 \text{ mm.}$$

— Résultante des compressions :

$$N^*_{a'} = 320 \times 226 \times 10^{-3} = 72.30 \text{ kN.}$$

$$N^*_{b'} = 29.20 \times 590 \times (A + \frac{2}{3} B) \times 10^{-3}.$$

On démontre facilement l'identité suivante :

$$A + \frac{2}{3} B = 0.8095 \cdot x \text{ donc}$$

$$N^*_{b'} = 29.20 \times 590 \times 0.8095 \times 228 \times 10^{-3} = 3179.70 \text{ kN.}$$

$$\Sigma N^* = 3252.0 \text{ kN (}^1\text{).}$$

— Résultante des tractions :

$$N^*_{a''} = 2046 \times 1422 \times 10^{-3} = 2909.4 \text{ kN.}$$

$$N^*_{b''} = 186 \times 369 \times 10^{-3} = 68.6 \text{ kN.}$$

$$\Sigma N^* = 2978 \text{ kN (}^2\text{).}$$

(¹) est différent de (²). L'équilibre de translation horizontal n'est pas encore vérifié.

— Soit :

$$\varepsilon'_{b'} = 0.350 \% \text{ d'où } x = 211 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon'_{a'} = 0.450 \%$$

$$\varepsilon'_{a''} = \varepsilon'_{a'} = 0.267 \%, \quad \sigma^*_{a'} = 320 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon'_{b''} = 0.912 \% \quad \sigma^*_{b''} = 1445 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon'_{a''} = 0.195 \% \quad \sigma^*_{a''} = 380 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Sigma N^* = (2046 \times 1445 + 186 \times 380) 10^{-3} = 3027.2 \text{ kN.}$$

$$\Sigma N^* = (320 \times 226 + 2920 \times 590 \times 0.8095 \times 211) 10^{-3} = 3015 \text{ kN.}$$

On obtient donc $\Sigma N^* \cong \Sigma N^*$. L'équilibre de translation horizontal est ainsi réalisé pour :

$$\varepsilon'_{b'} = 0.350 \%$$

$$\varepsilon'_{a'} = 0.450 \%$$

— Calcul du moment de rupture :

Position du $N'_{b'}$: on a :

$$Z = \frac{\sigma'_{b'} \times b \times [A \times \frac{A}{2} + \frac{2}{3} B (A + \frac{2}{3} B)]}{\sigma'_{b'} \times b \times (A + \frac{2}{3} B)}$$

$$= 0.416 \cdot x$$

$$x = 211 \text{ mm}$$

$$Z = 87.78 \text{ mm}$$

Equation des moments par rapport à l'alignement de $N'_{b'}$:

$$M = (590 - 107 - 87.78) \times (2046 \times 1445) 10^{-6} + (87.78 - 50) \times (226 \times 320 - 186 \times 380) 10^{-6} = 1168.5 \text{ kNm.}$$

Ce moment de rupture est supérieur au moment sollicitant de calcul M^* (7.5.1). En conséquence, la poutre peut supporter les charges prévues.

7.5.2.2. Vérification des contraintes lors de la mise en précontrainte suivant la méthode élastique — voir 7.5.3.1.

7.5.2.3. Vérification des contraintes de traction dans la section la plus sollicitée, sous la charge totale, suivant la méthode élastique — voir 7.5.3.2.

7.5.2.4. Vérification du cisaillement suivant la méthode élastique — voir 7.5.3.3.

De segmenten A en B (met $A + B = x$) bepalen het diagram der spanningen in de gedrukte betonzone :

$$A = \frac{0.15}{0.35} \times x = 97.7 \text{ mm}$$

$$B = \frac{0.20}{0.35} \times x = 130.3 \text{ mm.}$$

Resultante der drukspanningen :

$$N^*_{a'} = 320 \times 226 \times 10^{-3} = 72.30 \text{ kN.}$$

$$N^*_{b'} = 29.20 \times 590 \times (A + \frac{2}{3} B) \times 10^{-3}.$$

Men kan gemakkelijk bewijzen dat :

$$A + \frac{2}{3} B = 0.8095 \cdot x \text{ dus}$$

$$N^*_{b'} = 29.20 \times 590 \times 0.8095 \times 228 \times 10^{-3} = 3179.70 \text{ kN.}$$

$$\Sigma N^* = 3252.0 \text{ kN (}^1\text{).}$$

— Resultante der trekspanningen :

$$N^*_{a''} = 2046 \times 1422 \times 10^{-3} = 2909.4 \text{ kN.}$$

$$N^*_{b''} = 186 \times 369 \times 10^{-3} = 68.6 \text{ kN.}$$

$$\Sigma N^* = 2978 \text{ kN (}^2\text{).}$$

(¹) is verschillend van (²). Het horizontaal translatie-evenwicht is dus nog niet bereikt.

Herbeginnen we met :

$$\varepsilon'_{b'} = 0.350 \% \quad x = 211 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon'_{a'} = 0.450 \%$$

$$\varepsilon'_{a''} = \varepsilon'_{a'} = 0.267 \%, \quad \sigma^*_{a'} = 320 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon'_{b''} = 0.912 \% \quad \sigma^*_{b''} = 1445 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon'_{a''} = 0.195 \% \quad \sigma^*_{a''} = 380 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Sigma N^* = (2046 \times 1445 + 186 \times 380) 10^{-3} = 3027.2 \text{ kN.}$$

$$\Sigma N^* = (320 \times 226 + 2920 \times 590 \times 0.8095 \times 211) 10^{-3} = 3015 \text{ kN.}$$

Men verkrijgt dus $\Sigma N^* \cong \Sigma N^*$. Het horizontaal translatie-evenwicht werd dus bereikt met :

$$\varepsilon'_{b'} = 0.350 \%$$

$$\varepsilon'_{a'} = 0.450 \%$$

— Berekening van het breukmoment.

Ligging van $N'_{b'}$: men heeft :

$$Z = \frac{\sigma'_{b'} \times b \times [A \times \frac{A}{2} + \frac{2}{3} B (A + \frac{2}{3} B)]}{\sigma'_{b'} \times b \times (A + \frac{2}{3} B)}$$

$$= 0.416 \cdot x$$

$$x = 211 \text{ mm}$$

$$Z = 87.78 \text{ mm}$$

Momentenvergelijking t.o.v. ligging van $N'_{b'}$:

$$M = (590 - 107 - 87.78) \times (2046 \times 1445) 10^{-6} + (87.78 - 50) \times (226 \times 320 - 186 \times 380) 10^{-6} = 1168.5 \text{ kNm.}$$

Dit breukmoment is groter dan het aangrijpend moment M^* (7.5.1). De balk kan dus de voorziene belastingen dragen.

7.5.2.2. Nazicht van de spanningen bij het ondervoorspanning brengen volgens de elastische methode — zie 7.5.3.1.

7.5.2.3. Nazicht van de trekspanningen in de meest belaste doorsnede onder volle last, volgens de elastische methode — zie 7.5.3.2.

7.5.2.4. Nazicht op afschuiving volgens de elastische methode — zie 7.5.3.3.

7.5.3. Deuxième méthode de calcul.

7.5.3.1. Vérification des contraintes lors de la mise en précontrainte.

— Position du centre de gravité des torons de précontrainte :

$$(2 \times 540 + 22 \times 107) \times \frac{1}{24} = 143.10 \text{ mm.}$$

— Excentricité de la force de précontrainte par rapport au centre de gravité de la section de béton équivalente.

$$e = 291 - 143.1 = 147.9 \text{ mm.}$$

7.5.3.1.1. Contraintes dues à la précontrainte :

— fibre supérieure :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-P_o}{B} + \frac{P_{oe}}{I} V_s \\ &= -\frac{2790000}{360390} + \frac{2790000 \times 147.9}{3.53761 \times 10^7} \\ &= + 3.92 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

— fibre inférieure :

$$\sigma = -\frac{P_o}{B} - \frac{P_{oe}}{I} V_i = -19.09 \text{ N/mm}^2.$$

7.5.3.1.2. Contraintes dues au poids propre.

poids propre = 8.7 kN/m.

$M = 8.7 \times 15^2 \times \frac{1}{8} = 244.7 \text{ kN m}$ à mi-travée.

— fibre supérieure à mi-travée :

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{M}{I} V_s = -\frac{244.7 \times 10^6}{3.53761 \times 10^7} \\ &= -6.92 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

— fibre inférieure à mi-travée :

$$\begin{aligned} \sigma &= +\frac{M}{I} V_i = +\frac{244.7 \times 10^6}{3.63486 \times 10^7} \\ &= +6.73 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

7.5.3.1.3. Contraintes résultantes après sectionnement des torons de précontrainte

(1°) A mi-travée :

— fibre supérieure = + 3.92 — 6.92
= — 3 N/mm².

— fibre inférieure = — 19.09 + 6.73
= — 12.36 N/mm².

Ces valeurs sont inférieures à la valeur admissible de — 22.50 N/mm² (Béton classe I) indiquée en 7.3.2.

(2°) Dans les autres sections :

Les contraintes dues à la précontrainte et obtenues en 7.5.3.1.1. sont identiques dans chaque section de la poutre.

Par contre, les contraintes dues au poids propre sont variables d'une section à l'autre ; les valeurs obtenues en 7.5.3.1.2. sont des valeurs maximales. Les valeurs minimales ($\sigma = 0$) s'obtiennent aux appuis.

En conséquence, les contraintes résultantes aux appuis sont les suivantes :

— fibre supérieure : + 3.92 N/mm².

— fibre inférieure : — 19.09 N/mm².

La contrainte de traction est inférieure à la valeur admissible de + 4.50 N/mm² (Béton classe I) indiquée en 7.3.2. Des armatures de renfort (calculées à 0.6 R_e) doivent néanmoins être prévues.

7.5.3. Tweede berekeningsmethode.

7.5.3.1. Nazicht van de spanningen bij het ondervoorspanning brengen

— Ligging van het zwaartepunt van de voorspanstrengen :

$$(2 \times 540 + 22 \times 107) \times \frac{1}{24} = 143.10 \text{ mm.}$$

— Excentriciteit van de voorspankracht t.o.v. het zwaartepunt van de equivalente betondoorsnede :

$$e = 291 - 143.1 = 147.9 \text{ mm}$$

7.5.3.1.1. Spanningen tengevolge van de voorspanning :

— bovenvezel :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-P_o}{B} + \frac{P_{oe}}{I} V_s \\ &= -\frac{2790000}{360390} + \frac{2790000 \times 147.9}{3.53761 \times 10^7} \\ &= + 3.92 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

— ondervezel :

$$\sigma = -\frac{P_o}{B} - \frac{P_{oe}}{I} V_i = -19.09 \text{ N/mm}^2.$$

7.5.3.1.2. Spanningen tengevolge van het eigen gewicht :

eigen gewicht = 8.7 kN/m.

$M = 8.7 \times 15^2 \times \frac{1}{8} = 244.7 \text{ kNm}$ in midden der overspanning.

— bovenvezel in midden der overspanning :

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{M}{I} V_s = -\frac{244.7 \times 10^6}{3.53761 \times 10^7} \\ &= -6.92 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

— ondervezel in midden der overspanning :

$$\begin{aligned} \sigma &= +\frac{M}{I} V_i = +\frac{244.7 \times 10^6}{3.63486 \times 10^7} \\ &= +6.73 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

7.5.4.1.3. Resulterende spanningen na doorsnijden der voorspanstrengen :

(1°) In midden der overspanning :

— bovenvezel : + 3.92 — 6.92 = — 3 N/mm².

— ondervezel : — 19.09 + 6.73
= — 12.36 N/mm².

Deze waarden zijn kleiner dan de toelaatbare die — 22.50 N/mm² bedraagt (Beton klas I) zoals aangeduide in 7.3.2.

(2°) In de andere doorsneden :

De spanningen tgv. de voorspanning zoals bekomen onder 7.5.3.1.1. zijn identiek in alle doorsneden.

Anderzijds variëren de spanningen tengevolge van het eigen gewicht, de waarden gegeven onder 7.5.3.1.2. zijn maxima, op de steunpunten zijn zij minima ($\sigma = 0$).

Dus zijn de resulterende spanningen op de steunpunten :

— bovenvezel : + 3.92 N/mm².

— ondervezel : — 19.09 N/mm².

De trekspanning is kleiner dan de toegelaten waarde, nl. + 4.50 N/mm² (Beton klas I), zoals aangeduid in 7.3.2. Versterkingswapeningen (te berekenen met 0,6 R_e) zijn niettemin te voorzien.

7.5.3.2. Vérification des contraintes de flexion sous la charge totale.

7.5.3.2.1. Contrainte à la fibre inférieure à mi-travée.

— contrainte due à la précontrainte :
 $- 0.85 \times 19.09 = - 16.23 \text{ N/mm}^2$

— contrainte due au poids propre :
 $+ 6.73 \text{ N/mm}^2$.

— contrainte due à la surcharge (14 kN/m) :

$$M = 14 \times 15^2 \times \frac{1}{8} = 394 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{394 \times 10^6}{3.63486 \times 10^7} = + 10.83 \text{ N/mm}^2.$$

— contrainte résultante :

$$\sigma_i = - 16.23 + 6.73 + 10.83 = + 1.33 \text{ N/mm}^2.$$

7.5.3.2.2. Contrainte à la fibre supérieure à mi-travée.

— contrainte due à la précontrainte :
 $0.85 \times 3.92 = + 3.33 \text{ N/mm}^2$.

— contrainte due au poids propre :
 $- 6.92 \text{ N/mm}^2$.

— contrainte due à la surcharge :

$$\sigma = \frac{394 \times 10^6}{3.53761 \times 10^7} = - 11.14 \text{ N/mm}^2.$$

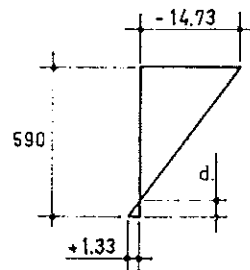
— contrainte résultante :

$$\sigma_s = 3.33 - 6.92 - 11.14 = - 14.73 \text{ N/mm}^2.$$

Ces contraintes résultantes (fibres inférieure et supérieure) sont inférieures aux valeurs admissibles de $+ 1.74$ et $- 21.80 \text{ N/mm}^2$. (béton classe 1) indiquées en 7.4.1.

Une armature de renfort doit être néanmoins prévue pour reprendre les tractions.

7.5.3.2.3. Diagramme des contraintes.



Hauteur de la zone en traction :

$$d = \frac{1.33}{1.33 + 14.73} \times 590 = 48.86 \text{ mm}.$$

Effort de traction :

$$1.33 \times 590 \times 0.5 \times 48.86 = 19170 \text{ N}.$$

Cet effort peut être repris par les torons inférieurs :

$$8 \text{ torons} \times 93 \text{ mm}^2 = 744 \text{ mm}^2.$$

Accroissement de contrainte :

$$\frac{19170}{744} = 25.77 \text{ N/mm}^2.$$

Cet accroissement est inférieur aux 200 N/mm^2 admissibles — voir remarque (1) 7.3.3.

Contrainte résultante des torons inférieurs :

$$0.85 \times 1250 \text{ N/mm}^2 + 25.77 \text{ N/mm}^2 = 1088.27 \text{ N/mm}^2.$$

Cette valeur est plus petite que $0.7 R_g$ (1298 N/mm^2), comme indiqué en 7.3.3. remarque (1).

7.5.3.2. Nazicht van de spanningen onder volle last.

7.5.3.2.1. Spanning ondervezel in midden der overspanning :

— tgv. voorspanning.

$$- 0.85 \times 19.09 = - 16.23 \text{ N/mm}^2$$

— tgv. eigen gewicht :

$$+ 6.73 \text{ N/mm}^2.$$

— tgv. overlast (14 kN/m) :

$$M = 14 \times 15^2 \times \frac{1}{8} = 394 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{394 \times 10^6}{3.63486 \times 10^7} = + 10.83 \text{ N/mm}^2.$$

— Resulterende spanning :

$$\sigma_i = - 16.23 + 6.73 + 10.83 = + 1.33 \text{ N/mm}^2.$$

7.5.3.2.2. Spanning bovenvezel in midden der overspanning.

— tgv. voorspanning :

$$0.85 \times 3.92 = + 3.33 \text{ N/mm}^2.$$

— tgv. eigen gewicht :

$$- 6.92 \text{ N/mm}^2.$$

— tgv. overlasten :

$$\sigma = - \frac{394 \times 10^6}{3.53761 \times 10^7} = - 11.14 \text{ N/mm}^2.$$

— Resulterende spanning :

$$\sigma_s = + 3.33 - 6.92 - 11.14 = - 14.73 \text{ N/mm}^2.$$

De resulterende spanningen in onder- en bovenvezel zijn kleiner dan de toegelaten waarden die respectievelijk $+ 1.74$ en $- 21.80 \text{ N/mm}^2$ bedragen (beton klas 1) zoals aangeduid in 7.4.1.

Niettemin dient een versterkingswapening voorzien voor het opnemen van de trekspanningen.

7.5.3.2.3. Diagram der spanningen.

Hoogte trekzone :

$$d = \frac{1.33}{1.33 + 14.73} \times 590 = 48.86 \text{ mm}.$$

Trekkraft :

$$1.33 \times 590 \times 0.5 \times 48.86 = 19170 \text{ N}.$$

Deze kracht kan opgenomen worden door de onderste strengen :

$$8 \text{ strengen} \times 93 \text{ mm}^2 = 744 \text{ mm}^2.$$

Toename van de spanning :

$$\frac{19170}{744} = 25.77 \text{ N/mm}^2.$$

Dit is minder dan de toegelaten waarde van 200 N/mm^2 — zie opmerking (1) 7.3.3.

Resulterende spanning in de onderste strengen :

$$0.85 \times 1250 \text{ N/mm}^2 + 25.77 \text{ N/mm}^2 = 1088.27 \text{ N/mm}^2.$$

Deze waarde is kleiner dan $0.7 R_g$ (1298 N/mm^2), zoals aangeduid in 7.3.3. opmerking (1).

7.5.3.3. Vérification du cisaillement.

Calculons la contrainte principale de traction au niveau de l'axe neutre :

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2}$$

avec : $\tau = \frac{T}{bl} S$

$$T = \frac{1}{2} \times 15 \times 22.7 = 170.25 \text{ kN}$$

$$I = 1057.744 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

$$S = 590 \times \frac{299^2}{2} + 5 \times (226 + 186) \times (299-50)$$

$$= 2.6886235 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$\tau = 0.73 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma = \frac{N}{B} = \frac{2790000}{360390} \times 0.85 = -6.58 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 3.37 - 3.29 = 0.08 \text{ N/mm}^2.$$

Cette contrainte est inférieure à la valeur admissible de 0.87 N/mm^2 (Béton classe I) indiquée en 7.3.4.

7.5.3.3. Nazicht op afschuiving.

We berekenen de hoofdtrekspanning ter hoogte van de neutrale vezel :

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2}$$

waarbij : $\tau = \frac{T}{bl} S$

$$T = \frac{1}{2} \times 15 \times 22.7 = 170.25 \text{ kN}$$

$$I = 1057.744 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

$$S = 590 \times \frac{299^2}{2} + 5 \times (226 + 186) \times (299-50)$$

$$= 2.6886235 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$\tau = 0.73 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma = \frac{N}{B} = \frac{2790000}{360390} \times 0.85 = -6.58 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{waaruit volgt } \sigma_1 = 3.37 - 3.29 = 0.08 \text{ N/mm}^2.$$

Dit is minder dan de toegelaten waarde van 0.87 N/mm^2 (beton klas I) aangeduid in 7.3.4.

Diagramme contrainte déformation du béton classe I

$$\gamma_b = 1.40$$

$$R'_{wk} = 58 \text{ N/mm}^2 \text{ sur cubes.}$$

$$R'^*_{b} = (0.83 \times 58) \times \frac{1}{1.40}$$

$$0.85 R'^*_{b} = 29.20 \text{ N/mm}^2.$$

Diagram spanning-rek voor beton klas I

$$\gamma_b = 1.40$$

$$R'_{wk} = 58 \text{ N/mm}^2 \text{ op kubussen.}$$

$$R'^*_{b} = (0.83 \times 58) \times \frac{1}{1.40}$$

$$0.85 R'^*_{b} = 29.20 \text{ N/mm}^2.$$

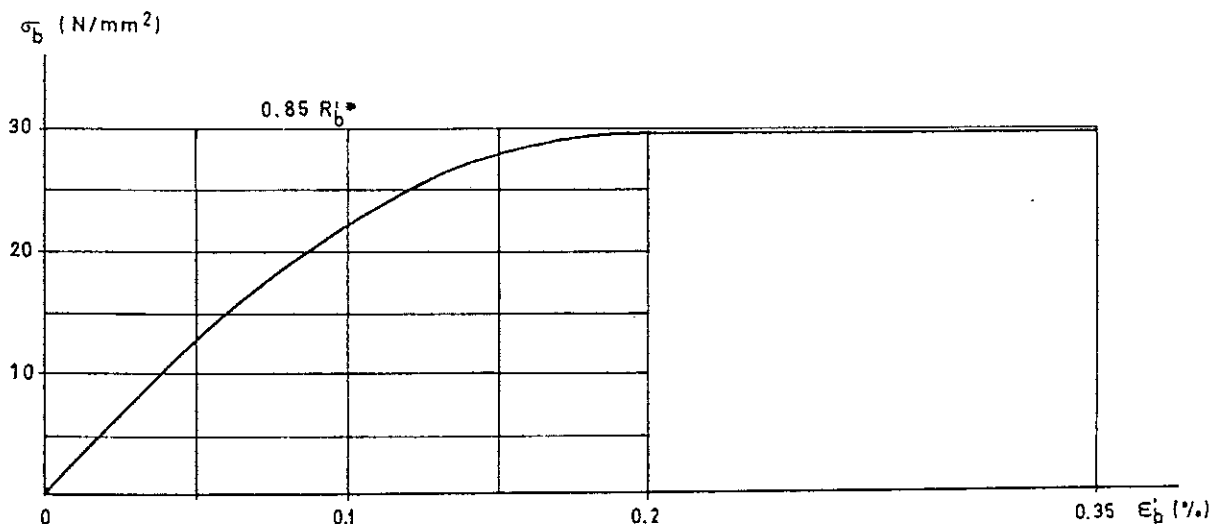


FIG. 7.9...

Diagramme contrainte déformation de l'acier BE 40

$\gamma_a = 1.15$.
 $R_{0.2} = 390 \text{ N/mm}^2$
 $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.
 $R_{0.5} \text{ \% rémanent} = 1.06 R_{0.2} = 413 \text{ N/mm}^2$.
 $R_{1} \text{ \% rémanent} = 1.114 R_{0.2} = 434 \text{ N/mm}^2$.

Diagram spanning-rek voor het staal BE 40.

$\gamma_a = 1.15$.
 $R_{0.2} = 390 \text{ N/mm}^2$
 $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.
 $R_{0.5} \text{ \% blijvend} = 1.06 R_{0.2} = 413 \text{ N/mm}^2$.
 $R_{1} \text{ \% blijvend} = 1.114 R_{0.2} = 434 \text{ N/mm}^2$.

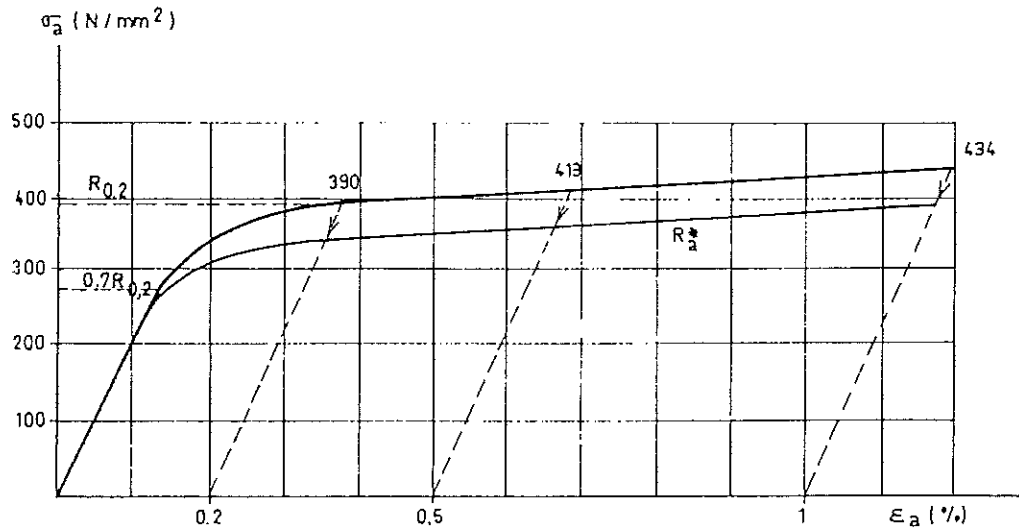


FIG. 7.10.

Diagramme contrainte-déformation du toron de précontrainte 12.7 S

$\gamma_a = 1.15$.
 Charge de rupture garantie (tableau D 7.2.3.1.) : 172500 N
 $A = 93 \text{ mm}^2$.
 $R_{ak} = 1855 \text{ N/mm}^2$
 $E = 195000 \text{ N/mm}^2$.

Diagram spanning-rek van de voorspanstang 12.7 S

$\gamma_a = 1.15$
 Gewaarborgde breuklast (tabel D 7.2.3.1.) : 172500 N
 $A = 93 \text{ mm}^2$.
 $R_{ak} = 1855 \text{ N/mm}^2$
 $E = 195000 \text{ N/mm}^2$.

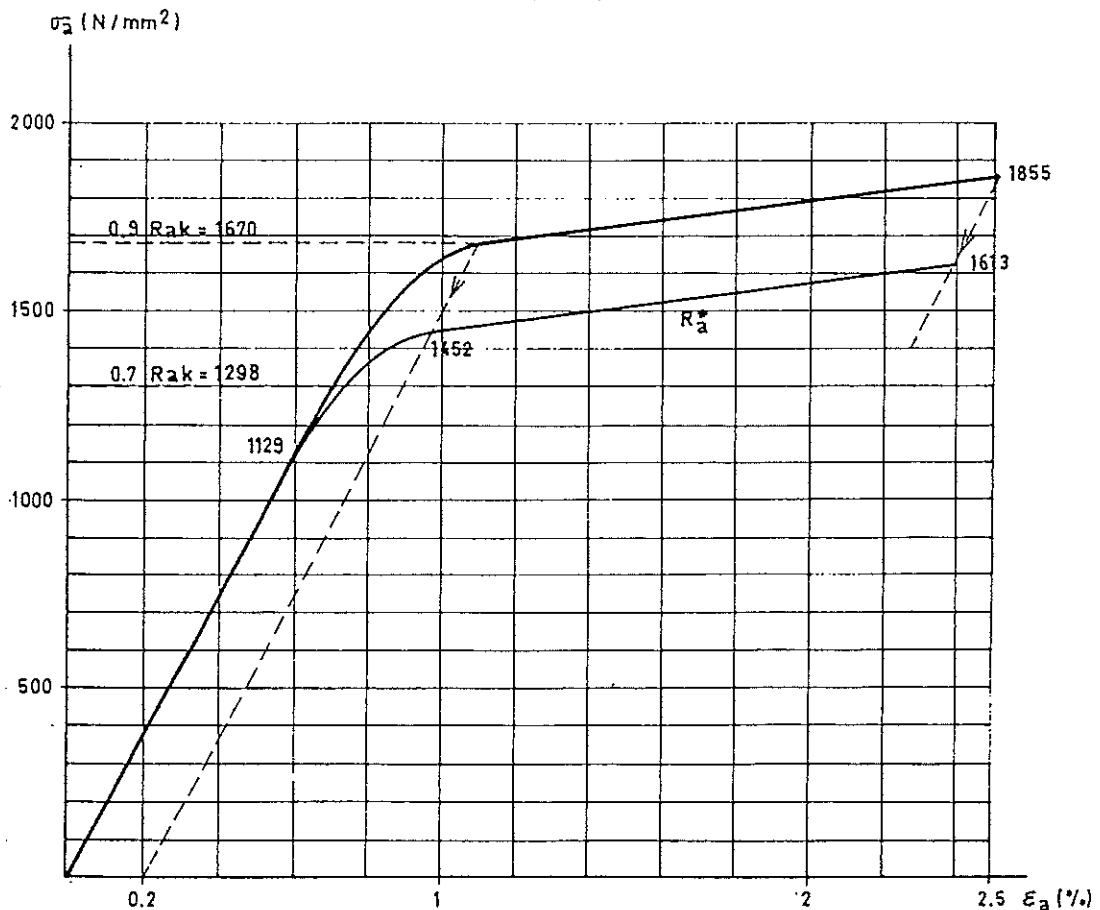


FIG. 7.11.

7.6. Exemple de calcul d'une colonne en béton armé suivant le calcul aux états limites.

7.6. Berekeningsvoorbeeld van een kolom in gewapend beton volgens de methode der grenstoestanden.

7.6.1. Caractéristiques de la colonne.

7.6.1. Karakteristieken van de kolom.

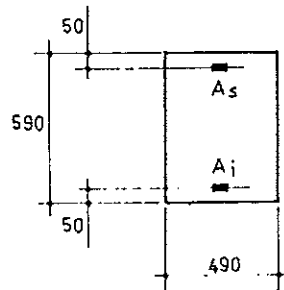


FIG. 7.12..

Matériaux : — béton : classe I
— acier : BE 40 (écroui à froid).

Les diagrammes contrainte-déformation de calcul pour le béton et l'acier sont identiques à ceux dressés en 7.3.1.3.

Sollicitations :

Effort de compression : $N = 1700$ kN.

Moment sollicitant (y compris l'éventuelle majoration due au flambage de la colonne. (voir 7.7.) :

$$M = 510 \text{ kNm.}$$

$$M^* = \gamma_s M = 1.50 \times 510 = 765 \text{ kNm.}$$

Materialen : — beton : klas I
— staal : BE 40 (koudvervormd).

De rekendiagrammen spanning-rek voor beton en staal zijn dezelfde als die bepaald in 7.3.1.3.

Belastingen :

Drukkracht : $N = 1700$ kN.

Belastingsmoment (waarbij rekening gehouden werd met de vermeerdering tgv. knik — zie 7.7.) :

$$M = 510 \text{ kNm.}$$

$$M^* = \gamma_s M = 1.50 \times 510 = 765 \text{ kNm.}$$

7.6.2. Vérification en flexion.

7.6.2. Nazicht op buiging.

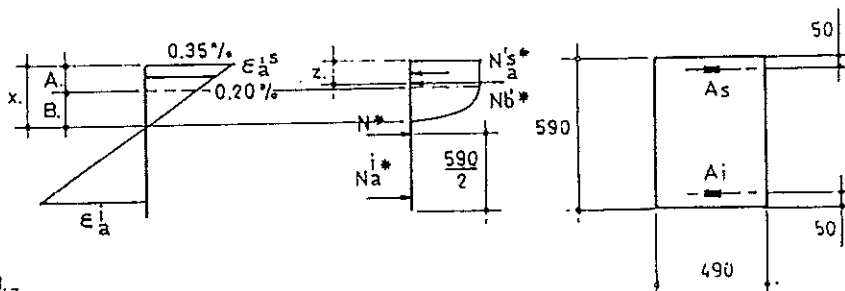


FIG. 7.13..

On commence le calcul par itérations avec un premier couple de valeur

$$\begin{aligned} \varepsilon'_b &= 0.350 \% \\ \varepsilon'_a &= 1 \% \end{aligned}$$

Ces valeurs ne permettent pas d'obtenir l'équilibre de translation horizontal.

On conserve $\varepsilon'_b = 0.350$ % et on adopte d'autres valeurs pour ε'_a .

Soit

$$\begin{aligned} \varepsilon'_b &= 0.350 \% \\ \varepsilon'_a &= 0.495 \% \end{aligned}$$

on en déduit :

$$x = \frac{0.350}{0.350 + 0.495} \times (590 - 50) = 224 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_a = \frac{224 - 50}{224} \times 0.350 = 0.272 \%.$$

Contraintes de calcul correspondant à ces déformations :

$$\begin{aligned} \varepsilon'_b = 0.350 \% & \quad \sigma'_b^* = 29.20 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon'_a = 0.272 \% & \quad \sigma'_a^* = 320 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon'_a = 0.495 \% & \quad \sigma'_a^* = 350 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Men vertrekt van de benaderingsmethode met volgende waarden :

$$\begin{aligned} \varepsilon'_b &= 0.350 \% \\ \varepsilon'_a &= 1 \% \end{aligned}$$

Met deze waarden bekomt men geen horizontaal translatieevenwicht.

Men behoudt $\varepsilon'_b = 0.350$ % en we nemen andere waarden voor ε'_a .

We gaan verder met :

$$\begin{aligned} \varepsilon'_b &= 0.350 \% \\ \varepsilon'_a &= 0.495 \% \end{aligned}$$

waaruit men afleidt :

$$x = \frac{0.350}{0.350 + 0.495} \times (590 - 50) = 224 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_a = \frac{224 - 50}{224} \times 0.350 = 0.272 \%.$$

Rekenschappen overeenstemmend met deze vervormingen :

$$\begin{aligned} \varepsilon'_b = 0.350 \% & \quad \sigma'_b^* = 29.20 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon'_a = 0.272 \% & \quad \sigma'_a^* = 320 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon'_a = 0.495 \% & \quad \sigma'_a^* = 350 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Résultante des compressions et des tractions :

$$N'_b = - 29.20 \times 490 \times (0.8095 \times x) 10^{-3} = - 2594 \text{ kN}$$

$$N'_a = - 1470 \times 320 \times 10^{-3} = - 470 \text{ kN}$$

$$N_a = + 1470 \times 350 \times 10^{-3} = + 515 \text{ kN}$$

$$N^* = \gamma_s N = 1.50 \times 1700 = + 2550 \text{ kN}$$

+1 kN

On obtient donc : $\Sigma N'^* \cong \Sigma N^*$.

L'équilibre de translation est réalisé pour $\varepsilon'_b = 0.350 \%$ et $\varepsilon'_a = 0.495 \%$.

Calcul du moment de rupture :

Position de N'_b : $Z = 0.416 x$ (voir 7.5.2.1.)
 $= 93.18 \text{ mm}$

Equation des moments par rapport au centre de gravité :

$$M = 2594 \times (590 \times 0.5 - 93.18) 10^{-3} + 470 \times (590 \times 0.5 - 50) 10^{-3} + 515 \times (590 \times 0.5 - 50) 10^{-3} = 765 \text{ kNm.}$$

Ce moment de rupture est égal au moment sollicitant de calcul M^* . En conséquence, la colonne peut reprendre les sollicitations prévues.

Remarque importante : comme indiqué en 7.6.1., le moment sollicitant M à prendre en considération doit inclure l'éventuelle majoration due au flambage de la colonne (voir 7.7.).

Diagramme d'utilisation :

En se fixant différents couples de valeurs de ε'_b (variant de 0 à 0.350 %) et de ε'_a (variant de 0 à 1 %), on peut déterminer différents couples de valeurs acceptables de N et M pour une colonne de section et d'armature données. Ces valeurs ont permis de tracer le diagramme d'utilisation donné auparavant en 4.1.4.

7.7. Majoration du moment sous charge extérieure pour tenir compte du flambage de la colonne.

Une majoration intervient lorsque le « coefficient d'élanement » λ devient égal ou supérieur à 40. Ce coefficient ne peut cependant jamais dépasser 140 (80 pour le béton léger).

$$\lambda = \frac{l_{II}}{i} \quad l_{II} = \text{longueur de flambage.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} : \text{rayon de giration.}$$

Cette majoration s'exprime par une augmentation d'excentricité de l'effort longitudinal.

Soit : M_0 : moment dû aux charges extérieures.

N : charge longitudinale de service.

On a alors : $M = M_0 + M_c = N (e_0 + e_c)$.

— M est le moment sollicitant à introduire dans les calculs (7.6.1)

— e_0 = excentricité correspondant aux charges extérieures.

— e_c = excentricité complémentaire due au flambage.

L'excentricité e_c peut être déterminée suivant la méthode établie par le Professeur Paduart :

$$\frac{e_c}{h_t} = 3.3 \times 10^{-5} \times \lambda^2 \times \left(1 + \frac{e_0}{h_t}\right) (1)$$

Resultante der druk- en trekkrachten :

$$N'_b = - 29.20 \times 490 \times (0.8095 \times x) 10^{-3} = - 2594 \text{ kN}$$

$$N'_a = - 1470 \times 320 \times 10^{-3} = - 470 \text{ kN}$$

$$N_a = + 1470 \times 350 \times 10^{-3} = + 515 \text{ kN}$$

$$N^* = \gamma_s N = 1.50 \times 1700 = + 2550 \text{ kN}$$

+1 kN

We bekommen dus : $\Sigma N'^* \cong \Sigma N^*$.

Het evenwicht werd bereikt voor $\varepsilon'_b = 0.350 \%$ et $\varepsilon'_a = 0.495 \%$.

Berekening van het breukmoment :

Ligging van N'_b : $Z = 0.416 x$ (zie 7.5.2.1.)
 $= 93.18 \text{ mm}$

Momentvergelijking t.o.v. het zwaartepunt :

$$M = 2594 \times (590 \times 0.5 - 93.18) 10^{-3} + 470 \times (590 \times 0.5 - 50) 10^{-3} + 515 \times (590 \times 0.5 - 50) 10^{-3} = 765 \text{ kNm.}$$

Dit moment heeft dezelfde waarde als de rekenwaarde van het belastingsmoment M^* ; de kolom kan dus de belastingen opnemen.

Belangrijke opmerking : zoals aangeduid in 7.6.1. moet in het aangrijpend moment M de eventuele vermeerdering tgv. de knik inbegrepen zijn (zie 7.7.).

Gebruiksdiagram :

Vertrekkend van verschillende waarden van ε'_b (variërend van 0 tot 0.350 %) en van ε'_a (variërend van 0 tot 1 %), kan men voor kolommen met welbepaalde sectie en wapening, de toelaatbare waarden voor N en M vastleggen. Aldus wordt het gebruiksdiagram gegeven onder 4.1.4. opgesteld.

7.7. Vermeerdering van het moment onder uitwendige last om rekening te houden met de knik der kolommen.

Er dient rekening gehouden met een vermeerdering indien de « slankheidscoëfficiënt » λ groter dan of gelijk is aan 40. Deze coëfficiënt mag echter nooit 140 overtreffen (80 voor licht structureel beton).

$$\lambda = \frac{l_{II}}{i} \quad l_{II} = \text{kniklengte}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} : \text{traagheidsstraal.}$$

De vermeerdering wordt uitgedrukt door een toename van de excentriciteit van de langskracht :

zij : M_0 : moment tgv. uitwendige krachten.

N : langskracht in dienst.

Men heeft : $M = M_0 + M_c = N (e_0 + e_c)$.

— M dient ingevoerd te worden in de berekeningen (7.6.1)

— e_0 = excentriciteit van de uitwendige krachten.

— e_c = complementaire excentriciteit tgv. de knik.

De waarde e_c kan bepaald worden door de methode opgesteld door Prof. Paduart :

$$\frac{e_c}{h_t} = 3.3 \times 10^{-5} \times \lambda^2 \times \left(1 + \frac{e_0}{h_t}\right) (1)$$

avec h_t = hauteur totale de la section mesurée parallèlement au plan de flexion.

Pour une section rectangulaire $\lambda = 3.464 \frac{l_{fl}}{h_t}$

(1) Cette formule est basée sur les recommandations provisoires du C.E.B. datant de 1963. Depuis lors, des méthodes de calcul plus précises, mais plus compliquées, ont été publiées dans la 2^e édition des recommandations du C.E.B. Ces nouvelles méthodes sont reproduites dans le projet N.B.N. B15 - 103.

waarbij h_t = de totale hoogte van de sectie voorstelt, gemeten evenwijdig aan het vlak der buiging.

Voor een rechthoekige doorsnede: $\lambda = 3.464 \frac{l_{fl}}{h_t}$

(1) Deze formule is gebaseerd op de voorlopige aanbevelingen van het C.E.B. van 1963. Sedertdien werden door het C.E.B. meer nauwkeurige, doch ook meer ingewikkelde methoden uitgewerkt in de 2^e uitgave van de aanbevelingen. Deze nieuwe methoden zijn aangegeven in het ontwerp van norm N.B.N. B15 - 103.

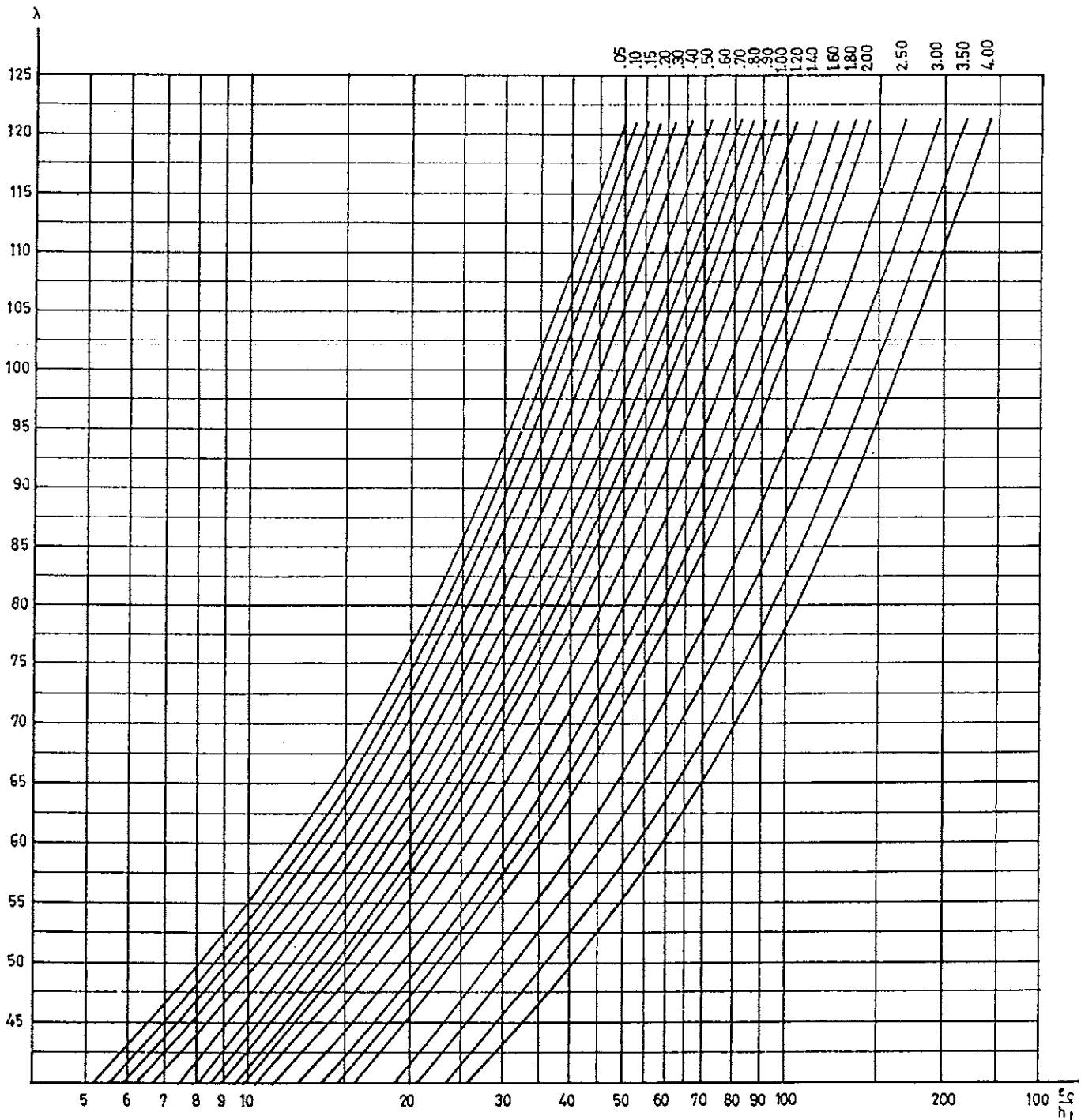


FIG. 7.14...

7.8. Calcul des déformations des éléments en béton précontraint.

Suivant CEB - FIP 1970 on a :
(voir R 12.31 fluage)

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma' b}{E_{b28}} \times \varphi_t$$

avec : $\varphi_t = k_c \times k_d \times k_b \times k_e \times k_t$

k_c : conditions climatiques.

k_d : durcissement à l'âge de la mise en charge

k_b : composition du béton

k_e : épaisseur fictive de la pièce

k_t : temps qui s'écoule à partir de l'application de la charge.

On peut supposer que k_b et k_e restent constants toute la vie de la pièce.

$$\text{Soit : } K = k_b \times k_e$$

En ce qui concerne k_c on adopte les 2 valeurs suivantes :

éléments en stock (atmosphère humide) : k_{c1}

éléments en place (atmosphère sèche du bâtiment) : k_{c2}

Conventions de signe :

+ : contreflèche

- : flèche.

7.8.1. Déformation sous poids propre g lors de la mise en précontrainte (temps j).

$$f_{gj} = \frac{5g l^4}{384 E_{bj}} \quad (1)$$

$$f_{Nj} = \frac{N_j \cdot e \cdot l^2}{8 E_{bj}} \quad (2)$$

7.8.2. Déformation sous la même charge 90 jours plus tard (3 mois) (temps $j + 90$).

Soit ΔN la perte de précontrainte après 90 jours.

Comme j est très petit vis-à-vis de 90 on pose :
 $j + 90 = 90$

$$f_{g90} = f_{gj} + f_{gj} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} \quad (3)$$

$$f_{N90} = \left(1 - \frac{\Delta N}{N_j}\right) f_{Nj} + f_{Nj} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - 0,5 \times f_{Nj} \times \frac{\Delta N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} \quad (4)$$

La déformation totale vaut alors :

$$f_{90} = f_{gj} + \left(1 - \frac{\Delta N}{N_j}\right) f_{Nj} + (f_{gj} + f_{Nj}) \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - 0,5 \times f_{Nj} \times \frac{\Delta N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} \quad (5)$$

7.8. Berekening van de vervormingen van voorgespannen beton-elementen.

Volgens CEB - FIP 1970 hebben we :
(zie R 12.31 kruip)

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma' b}{E_{b28}} \times \varphi_t$$

waarbij : $\varphi_t = k_c \times k_d \times k_b \times k_e \times k_t$

k_c : klimatologische omstandigheden

k_d : verharding van het beton bij het belasten

k_b : betonsamenstelling

k_e : fiktieve dikte van het element

k_t : tijd die verloopt vanaf het aanbrengen der lasten

Men kan aannemen dat k_b en k_e onveranderd blijven gedurende de ganse levensduur van het element.

$$\text{Stel : } K = k_b \times k_e$$

Voor wat k_c betreft nemen we de twee volgende waarden aan :

element in stock (dus vochtige omgeving) : k_{c1}

element geplaatst (dus droge omgeving in het gebouw) : k_{c2}

Tekenconventie :

+ : tegenpijl

- : pijl.

7.8.1. Doorbulging bij het aanbrengen van de voorspanning en het eigen gewicht g (tijd t_j).

$$f_{gj} = \frac{5g l^4}{384 E_{bj}} \quad (1)$$

$$f_{Nj} = \frac{N_j \cdot e \cdot l^2}{8 E_{bj}} \quad (2)$$

7.8.2. Doorbulging onder dezelfde last 90 dagen (3 maand) later (tijd $t_j + 90$).

Stel ΔN het verlies aan voorspanning na 90 dagen.

Aangezien j zeer klein is t.o.v. 90 stellen we :
 $j + 90 = 90$

$$f_{g90} = f_{gj} + f_{gj} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} \quad (3)$$

$$f_{N90} = \left(1 - \frac{\Delta N}{N_j}\right) f_{Nj} + f_{Nj} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - 0,5 \times f_{Nj} \times \frac{\Delta N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} \quad (4)$$

De totale vervorming is dan :

$$f_{90} = f_{gj} + \left(1 - \frac{\Delta N}{N_j}\right) f_{Nj} + (f_{gj} + f_{Nj}) \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - 0,5 \times f_{Nj} \times \frac{\Delta N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} \quad (5)$$

7.8.3. Déformation à 90 jours sous la charge totale (p + q)

Déformation instantanée sous (p + q) :

$$f_{(p+q)90} = - \frac{5}{384} \cdot \frac{(p+q) l^4}{E_{b90} \cdot I} \quad (6)$$

La déformation totale s'élève à :

$$f'_{90} = f_{gj} + \left(1 - \frac{\Delta N}{N_j}\right) f_{Nj} + (f_{gj} + f_{Nj}) \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - 0,5 \times f_{Nj} \times \frac{\Delta N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - \frac{5}{384} \cdot \frac{(p+q) l^4}{E_{b90} I}$$

7.8.4. Déformation finale à long terme sous la charge totale (g, N, p, q)

Soit $\Delta'N$ la perte totale de précontrainte :

$$f_{\infty} = f_{gj} + \left(1 - \frac{\Delta'N}{N_j}\right) f_{Nj} + (f_{gj} + f_{Nj}) \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c2} \times k_{dj} \times k_{t\infty} - 0,5 \times f_{Nj} \cdot \frac{\Delta'N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c2} \times k_{dj} \times k_{t\infty} + f_{(p+q)90} + f_{(p+q)90} \times \frac{E_{b90}}{E_{b28}} \times K \times k_{c2} \times k_{d90} \times k_{t\infty}$$

7.8.5. Exemple de calcul.

Soit un élément TT450/2400 en béton de gravier :

portée	$l = 12,5 \text{ m}$
poids propre	$g = 9,3 \text{ kN/m}$
charge fixe	$p = 2,4 \text{ kN/m}$
charge mobile	$q = 8,4 \text{ kN/m}$
moment d'inertie	$I = 515215,10^4 \text{ mm}^4$
effort de précontrainte	$N_j = 2226,42 \text{ kN}$
excentricité	$e = 129 \text{ mm}$

Pertes de précontrainte	
après 90 jours	13 %
à long terme	19 %

Module d'élasticité	
lors de la mise	
en précontrainte	$E_{bj} = 35000 \text{ N/mm}^2$
à 28 jours	$E_{b28} = 41000 \text{ N/mm}^2$
à 90 jours et	
long terme	$E_{b90} = E_{b\infty} = 43000 \text{ N/mm}^2$

On déduit des tableaux page 31 de CEB-FIP 1970 :

$$k_b = 0,8$$

(pour un dosage de ciment de 400 kg/m^3 et un facteur eau/ciment E/C de 0,4) :

$$k_e = 0,9$$

(pour une épaisseur fictive $e_m = 16$) :

k_{c1}	= 2,3
k_{c2}	= 2,85
k_{dj}	= 1,4
k_{d90}	= 0,5
k_{t90}	= 0,5
$k_{t\infty}$	= 1

d'où :

$$K = k_b \times k_e = 0,8 \times 0,9 = 0,72$$

7.8.3. Doorbuiging op het ogenblik 90 dagen onder totale belasting (p + q)

Ogenblikkelijke vervorming onder (p + q) :

$$f_{(p+q)90} = - \frac{5}{384} \cdot \frac{(p+q) l^4}{E_{b90} I} \quad (6)$$

De totale vervorming bedraagt dan :

$$f'_{90} = f_{gj} + \left(1 - \frac{\Delta N}{N_j}\right) f_{Nj} + (f_{gj} + f_{Nj}) \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - 0,5 \times f_{Nj} \times \frac{\Delta N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c1} \times k_{dj} \times k_{t90} - \frac{5}{384} \cdot \frac{(p+q) l^4}{E_{b90} I}$$

7.8.4. Uiteindelijke vervorming op lange duur onder de totale belasting (g, N, p, q)

Zij $\Delta'N$ het uiteindelijk verlies aan voorspanning :

$$f_{\infty} = f_{gj} + \left(1 - \frac{\Delta'N}{N_j}\right) f_{Nj} + (f_{gj} + f_{Nj}) \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c2} \times k_{dj} \times k_{t\infty} - 0,5 \times f_{Nj} \cdot \frac{\Delta'N}{N_j} \times \frac{E_{bj}}{E_{b28}} \times K \times k_{c2} \times k_{dj} \times k_{t\infty} + f_{(p+q)90} + f_{(p+q)90} \times \frac{E_{b90}}{E_{b28}} \times K \times k_{c2} \times k_{d90} \times k_{t\infty}$$

7.8.5. Berekeningsvoorbeeld.

We beschouwen een TT-element 450/2400 in grintbeton :

overspanning	$l = 12,5 \text{ m}$
eigen gewicht	$g = 9,3 \text{ kN/m}$
vaste overlast	$p = 2,4 \text{ kN/m}$
mobiele overlast	$q = 8,4 \text{ kN/m}$
traagheidsmoment	$I = 515215,10^4 \text{ mm}^4$
voorspankracht	$N_j = 2226,42 \text{ kN}$
excentriciteit	$e = 129 \text{ mm}$

Spanningsverliezen	
na 90 dagen	13 %
uiteindelijk	19 %

Elasticiteitsmodulus	
bij onder voorspanning	
brengen	$E_{bj} = 35000 \text{ N/mm}^2$
op 28 dagen	$E_{b28} = 41000 \text{ N/mm}^2$
op 90 dagen en op	
lange duur	$E_{b90} = E_{b\infty} = 43000 \text{ N/mm}^2$

Uit de tabellen blz. 31 van het CEB-FIP 1970 volgt :

$$k_b = 0,8$$

(voor een cementgehalte van 400 kg/m^3 en een watercementfactor E/C van 0,4) :

$$k_e = 0,9$$

(voor een fictieve dikte $e_m = 16$) :

k_{c1}	= 2,3
k_{c2}	= 2,85
k_{dj}	= 1,4
k_{d90}	= 0,5
k_{t90}	= 0,5
$k_{t\infty}$	= 1

waardoor :

$$K = k_b \times k_e = 0,8 \times 0,9 = 0,72$$

7.8.5.1. Déformation sous poids propre lors de la mise en précontrainte (temps $j = \pm 3 j$).

$$f_{gj} = - \frac{5 \times 9.3 \times (12500)^4 \cdot 10^{-4}}{384 \times 35000 \times 512215}$$

$$= - 16.49 \text{ mm}$$

$$f_{Nj} = \frac{2226420 \times 129 \times (12500)^2 \cdot 10^{-4}}{8 \times 35000 \times 512215}$$

$$= 31.29 \text{ mm}$$

$$f_j = (31.29 - 16.49) \text{ mm} = 14.80 \text{ mm}$$

7.8.5.2 Déformation sous la même charge 90 jours plus tard.

$$f_{90} = - 16.49 + (1 - 0.13) \times 31.29$$

$$+ (- 16.49 + 31.29) \frac{35000}{41000} \times 0.72 \times 2.3 \times 1.4 \times 0.5$$

$$- 0.5 \times 31.29 \times 0.13 \times \frac{35000}{41000}$$

$$\times 0.72 \times 2.3 \times 1.4 \times 0.5 = 23.38 \text{ mm}$$

7.8.5.3. Déformation à 90 jours sous charge totale.

$$f_{(p+q)90} = \frac{- 5 \times 10.8 \times (12500)^4 \times 10^{-4}}{384 \times 43000 \times 512215}$$

$$= - 15.58 \text{ mm}$$

$$f'_{90} = 23.38 - 15.58 = 7.8 \text{ mm}$$

7.8.5.4. Déformation finale à long terme sous la charge totale (g, N, p, q).

$$f_{\infty} = - 16.49 + (1 - 0.19) 31.29$$

$$+ (- 16.49 + 31.29) \frac{35000}{41000} \times 0.72 \times 2.85 \times 1.4 \times 1$$

$$- 0.5 \times 31.29 \times 0.19 \times \frac{35000}{41000} \times 0.72 \times 2.85 \times 1.4 \times 1$$

$$- 15.58 - 15.58 \times \frac{43000}{41000} \times 0.72 \times 2.85 \times 0.5 \times 1$$

$$= + 5.5 \text{ mm}$$

Il reste donc une contreflèche de :

$$5.5 \text{ mm ou } \frac{l}{2270}$$

7.8.5.1. Doorbuiging bij het aanbrengen van de voorspanning en onder de eigen gewicht (tijdstip $d = \pm 3 d$).

$$f_{gj} = - \frac{5 \times 9.3 \times (12500)^4 \cdot 10^{-4}}{384 \times 35000 \times 512215}$$

$$= - 16.49 \text{ mm}$$

$$f_{Nj} = \frac{2226420 \times 129 \times (12500)^2 \cdot 10^{-4}}{8 \times 35000 \times 512215}$$

$$= 31.29 \text{ mm}$$

$$f_j = (31.29 - 16.49) \text{ mm} = 14.80 \text{ mm}$$

7.8.5.2 Doorbuiging onder dezelfde belasting 90 dagen later.

$$f_{90} = - 16.49 + (1 - 0.13) \times 31.29$$

$$+ (- 16.59 + 31.29) \frac{35000}{41000} \times 0.72 \times 2.3 \times 1.4 \times 0.5$$

$$- 0.5 \times 31.29 \times 0.13 \times \frac{35000}{41000}$$

$$\times 0.72 \times 2.3 \times 1.4 \times 0.5 = 23.38 \text{ mm}$$

7.8.5.3. Doorbuiging na 90 dagen onder volle last.

$$f_{(p+q)90} = \frac{- 5 \times 10.8 \times (12500)^4 \times 10^{-4}}{384 \times 43000 \times 512215}$$

$$= - 15.58 \text{ mm}$$

$$f'_{90} = 23.38 - 15.58 = 7.8 \text{ mm}$$

7.8.5.4. Uiteindelijke vervorming op lange duur onder volle last (g, N, p, q).

$$f_{\infty} = - 16.49 + (1 - 0.19) 31.29$$

$$+ (- 16.49 + 31.29) \frac{35000}{41000} \times 0.72 \times 2.85 \times 1.4 \times 1$$

$$- 0.5 \times 31.29 \times 0.19 \times \frac{35000}{41000} \times 0.72 \times 2.85 \times 1.4 \times 1$$

$$- 15.58 - 15.58 \times \frac{43000}{41000} \times 0.72 \times 2.85 \times 0.5 \times 1$$

$$= + 5.5 \text{ mm}$$

Er blijft dus uiteindelijk een tegenpijl van :

$$5.5 \text{ mm of } \frac{l}{2270}$$

Résistance au feu.

La résistance au feu d'une structure dépend de plusieurs facteurs, notamment de la conception, de la forme et des dimensions des éléments, des liaisons ainsi que des produits et matériaux de construction utilisés.

Les dilatations thermiques dues aux températures élevées au cours d'un incendie sont une source potentielle de désordres, et sont à prendre en considération, lors de la conception.

La résistance au feu des éléments de construction traités dans ce document, (c'est-à-dire éléments en béton armé et éléments précontraints par armatures actives adhérentes), dépend, outre de leurs liaisons, de leur forme, de leurs dimensions, de l'épaisseur de l'enrobage de l'acier et de la nature des granulats (gravier normal ou granulats calcaires).

Les prescriptions du § 2.7. Résistance au feu de la N.B.N. B15 - 104, inspirées des Recommandations FIP-CEB (juin 1975) sont à prendre en considération.

Elles imposent entre autres les dimensions minimales et les épaisseurs d'enrobage minimales des armatures actives et passives pour atteindre une résistance au feu de 1 heure ou de 2 heures.

Lorsque la résistance au feu demandée dépasse les deux heures ou que les enrobages prescrits à la norme ne peuvent être respectés, on peut recourir à des matériaux de protection tels que peintures intumescentes, enduits spéciaux ou autres recouvrements.

L'efficacité de ces protections doit être justifiée par l'expérience ou par des essais.

Brandweerstand

De brandweerstand van een gebouwenstructuur is afhankelijk van verschillende factoren, onder meer van de opvatting, de vorm en de afmetingen van de elementen, van de verbindingen en van de grondstoffen gebruikt voor de bouw. De thermische uitzettingen ingevolge de hoge temperaturen bij brand zijn een potentiële bron van wanorde en moeten in overweging genomen worden vanaf het ontwerp.

De brandweerstand van de bouwelementen behandeld in onderhavig document, (t.t.z. elementen uit gewapend beton en uit voorgespannen beton met actieve wapening op kleef), hangt behoudens van de verbinding, ook af van de vorm, de afmetingen, de omhuldingsdikte van de wapening en de soort van granulaten (normale steenslag of kalksteenslag).

De voorschriften van § 2.7. Brandweerstand van N.B.N. B15 - 104, gebaseerd op de aanbevelingen van het FIP - CEB (juni 1975) zijn in aanmerking te nemen.

Zij bepalen o.m. minimale afmetingen en minimale dikten van de bedekking van actieve en passieve wapening om brandweerstanden van 1 of 2 uur te bekomen.

Wanneer de gevraagde brandweerstand de twee uur overschrijdt of de bedekking voorgeschreven door de norm niet kan bereikt worden mag beroep gedaan worden op beschermingsmaterialen zoals brandwerende verven, speciale bepleisteringen of andere bekledingen. De doeltreffendheid van deze producten moet op basis van ondervinding of van proeven aangetoond zijn.

Chapitre 9

Détails technologiques.

9.1. Schémas — types de liaisons.

9.1.1. Généralité.

Les différentes liaisons à envisager sont les suivantes :

fondation - colonne
colonne - poutre
entre poutres
poutre - élément de plancher
entre éléments de plancher
colonne - allège - élément de plancher

Elles sont représentées aux schémas ci-après donnés à titre indicatif. Dans tous les cas, les règles suivantes sont d'application :

9.1.1.1. Joints à sceller ou bétonner

Nettoyer le joint.

Humidifier abondamment les faces de béton en contact avec le mortier.

Protéger le mortier vis-à-vis d'une dessiccation trop rapide, du gel éventuel ou d'autres dégradations.

Veiller à ce que tout mouvement des faces en contact avec le mortier soit impossible pendant la période de durcissement.

9.1.1.2. Joints à boulonner :

S'assurer d'un positionnement correct des éléments à assembler et contrôler l'état des filets avant assemblage.

9.1.1.3. Joints à souder :

A exécuter par le personnel qualifié placé dans des conditions normales pour assurer une qualité d'exécution en rapport avec l'importance du joint dans la construction.

Les aciers utilisés pour réaliser les liaisons doivent être de type soudable.

Les compositions des mortiers et bétons de liaison sont les suivantes :

- remplissage de gaines pour barres d'attente travaillant au cisaillement : mortier.
travaillant à la traction : mortier dont les qualités doivent être justifiées par des essais.
- remplissage de joints ≤ 30 mm.
mortier à base de sable de Rhin.
- remplissage de joints > 30 mm ≤ 80 mm
béton à granulats fins (gravier 2/8, sable du Rhin).
- remplissage de joints > 80 mm
béton normal.

Hoofdstuk 9

Technologische details.

9.1. Typeschema's van verbindingen.

9.1.1. Algemeen.

De verschillende te overwegen verbindingen zijn :

fundering - kolom
kolom - balk
tussen balken
balk - vloerplaat
tussen vloerplaten
kolom - borstwering - vloerplaat

Ter informatie worden zij op de volgende schema's weergegeven. In elk geval zijn de volgende bepalingen van kracht :

9.1.1.1. Op te gieten of te betonneren voegen :

Reinigen van de voeg.

De betonvlakken in contact met de specie overvloedig bevochtigen.

De specie beschermen tegen een te snel drogen, tegen vorst of andere beschadigingen.

Erover waken dat alle verplaatsingen van de vlakken, in contact met de specie, uitgesloten zijn tijdens de verharding.

9.1.1.2. Boutverbindingen :

Erover waken dat de opstelling van de samen te voegen elementen korrekt is en de staat van de schroefdraad nakijken.

9.1.1.3. Gelaste verbindingen :

Door gekwalificeerd personeel uit te voeren in omstandigheden die de kwaliteit van uitvoering waarborgt in verhouding van de belangrijkheid van de verbinding

De gebruikte staalsoorten moeten van het lasbare type zijn.

De samenstellingen van mortel en beton voor het opgieten zijn :

- opvullen van kokers voor wachtstaven werkend op afschuiving : mortel.
werkend op trek : mortel waarvan de kwaliteit gerechtvaardigd wordt door proeven.
- opvullen van voegen ≤ 30 mm :
mortel op basis van Rijnzand.
- opvullen van voegen > 30 mm ≤ 80 mm :
beton met fijne steenslag (steenslag 2/8, Rijnzand)
- opvullen van voegen > 80 mm :
normaal beton

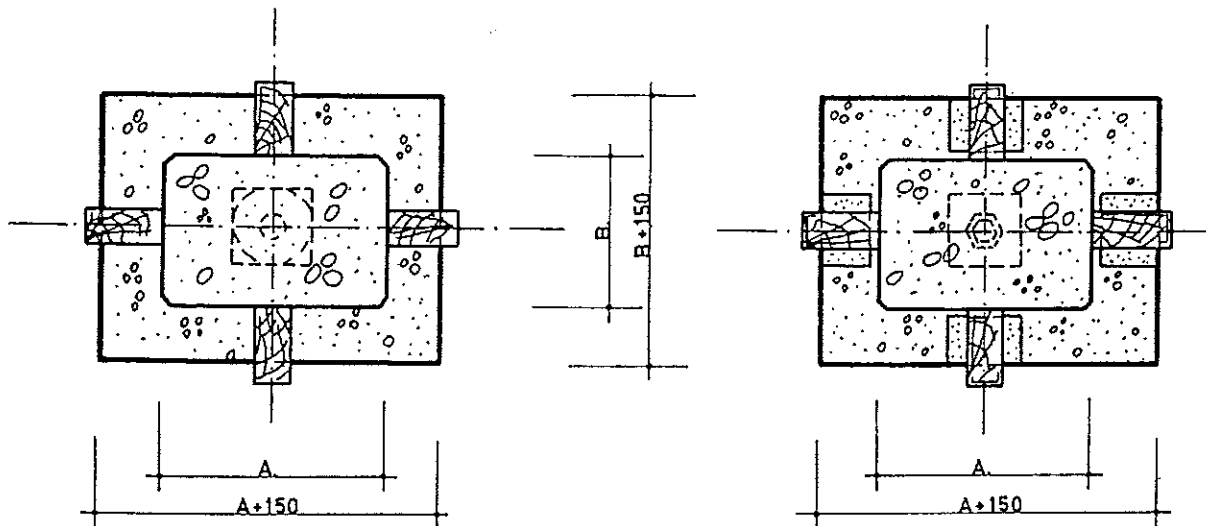
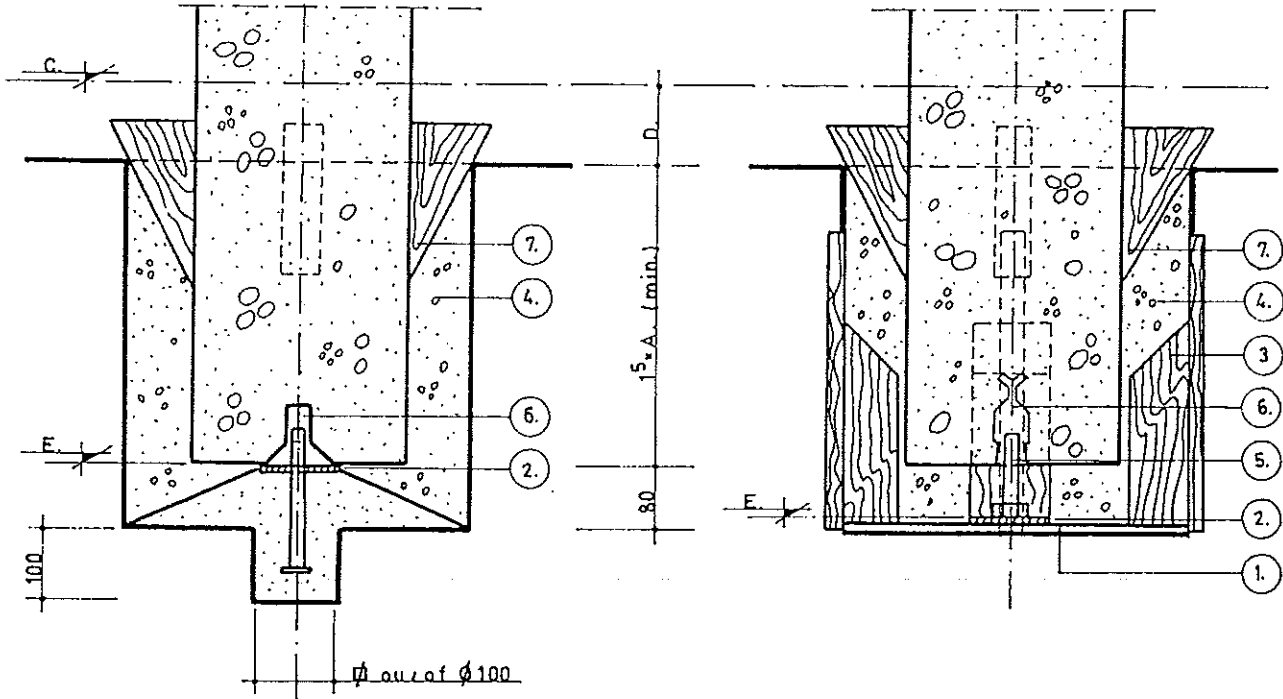
9.1.2. FONDATION-COLONNE FUNDERING-KOLOM

Les deux systèmes repris ci-dessous sont utilisés de façon courante et prévoient tous les deux les mêmes dimensions du puits de fondation.

De twee, hieronder voorgestelde, gangbare systemen hebben dezelfde afmetingen voor de funderingsput.

SYSTEEM 1.

SYSTEEM 2.



AB dimensions de la section colonne.
C niveau de référence.
D distance à déterminer par le client en fonction du passage éventuel de canalisations.
E niveau de pose.
FG axes de référence en plan de la colonne.

1 Lit de mortier.
2 Plaque d'appui.
3 Guides en bois.
4 Remplissage.
5 Boulon de réglage.
6 Cône de centrage ou douille pour boulon de réglage.
7 Cales en bois.

AB afmetingen van de dwarsdoorsnede v.d. kolom.
C referentieniveau.
D afmeting door de klant te bepalen in functie van de te plaatsen leidingen.
E niveau van plaatsing.
FG referentieassen v/h dwarsvlak v/d kolom.

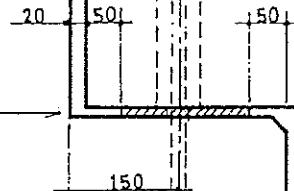
1 Mortelbed.
2 Steunplaat.
3 Houten geleiders.
4 Vuilspecie.
5 Regelbout.
6 Regelkonus of huls voor regelhout.
7 Houten wiggen

9.1.3. COLONNE-POUTRE KOLOM-BALK

L'armature de liaison est indicative et peut être remplacée par un autre système.
De verbindingsbewapening is aangegeven ten titel van inlichting en mag vervangen worden door een ander systeem.

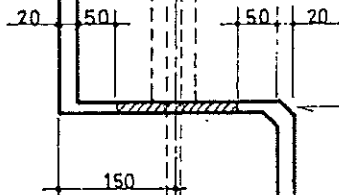
Armature de liaison
Verbindingsbewapening

Néoprène (fretté éventuellement)
Dimensions à justifier
Neopreen (eventueel omwikkeld)
Afmetingen te rechtvaardigen

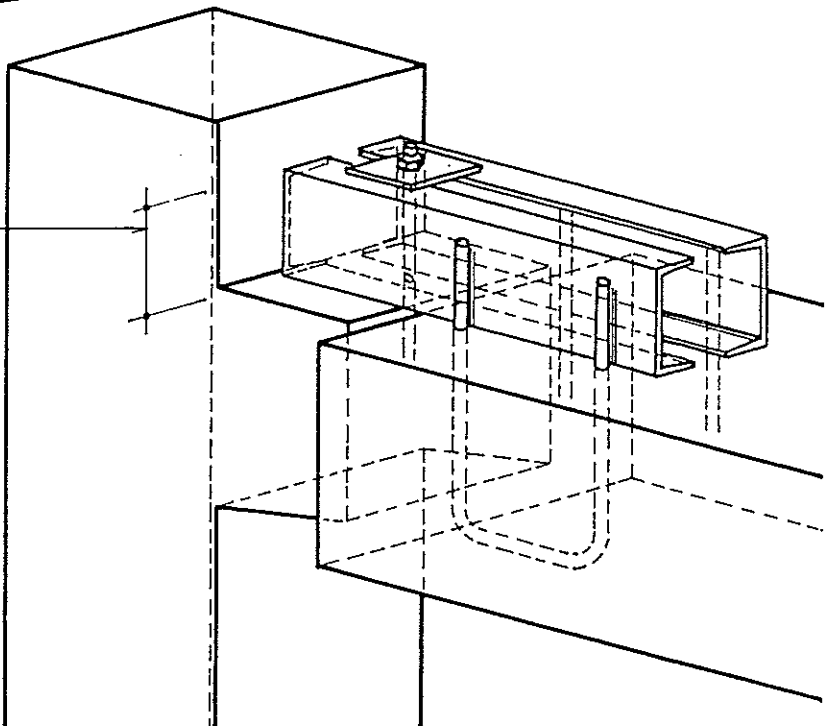


Armature de liaison
Verbindingsbewapening

Néoprène (fretté éventuellement)
Dimensions à justifier
Neopreen (eventueel omwikkeld)
Afmetingen te rechtvaardigen

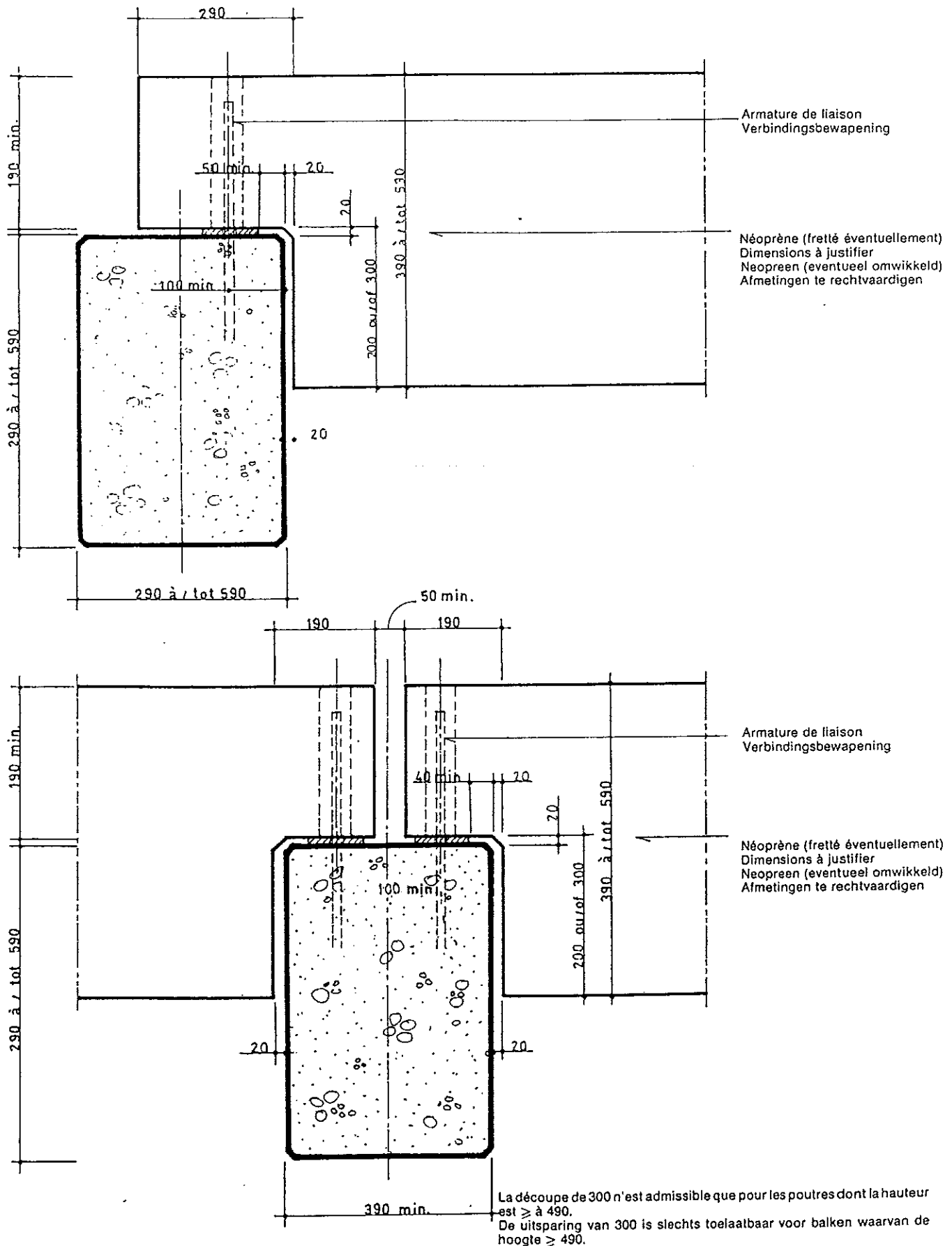


Hauteur disponible pour les éléments de plancher
Beschikbare hoogte voor de vloerelementen.



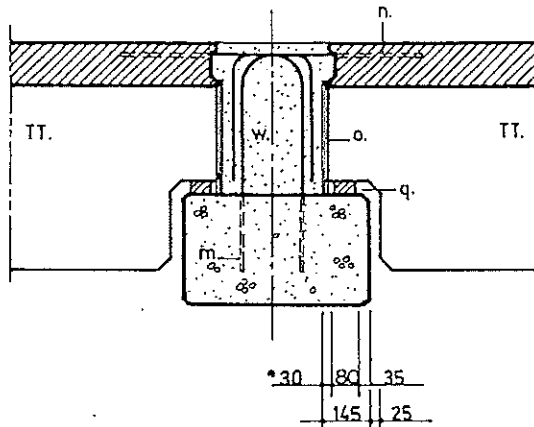
9.1.4. ENTRE POUTRES TUSSEN BALKEN

L'armature de liaison est indicative et peut être remplacée par un autre système.
De verbindingbewapening is aangegeven ten titel van inlichting en mag vervangen worden door een ander systeem.



9.1.5. POUTRE-ELEMENTS DE PLANCHERS BALK-VLOERELEMENTEN

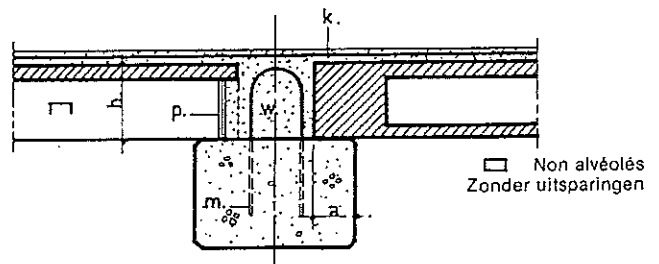
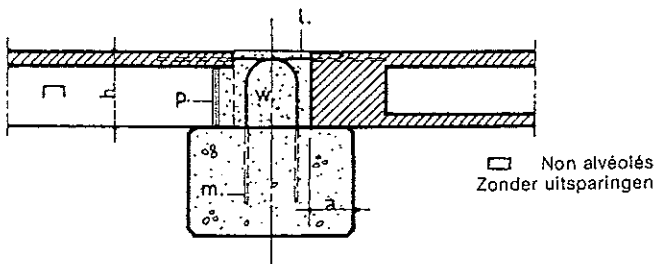
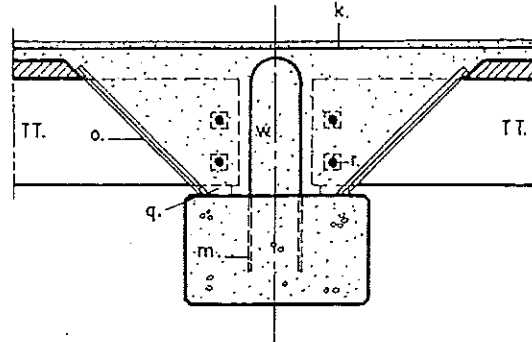
SANS COUCHE DE RENFORCEMENT
ZONDER VERSTERKINGSLAAG



* Peut être ramenée de 30 à 10 en ajoutant une pièce métallique d'ancrage des armatures.

* Mag verminderd worden van 30 tot 10 mits toevoeging van een stalen verankerings-element voor de bewapening.

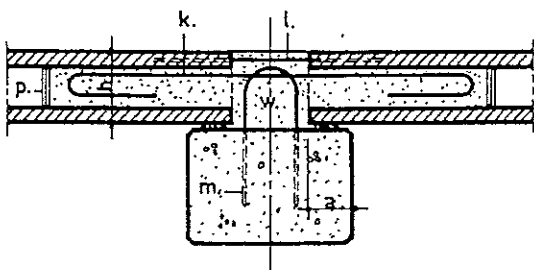
AVEC COUCHE DE RENFORCEMENT
MET VERSTERKINGSLAAG



$h < 250$, $a_{min} = 70$. $h \geq 250$, $a_{min} = 120$.

Exception : en cas d'encastrement suffisant des éléments de plancher dans la poutre de chaînage par des barres sortant des éléments de plancher, l'appui de pose peut être considéré comme provisoire et ramené à 40.

Uitzonderingsgeval : wanneer er voldoende inklemming van de vloerelementen in de balken wordt bekomen door bewapening, die uit het vloerelement steekt, dan mag het steunpunt als voorlopig beschouwd en tot 40 herleid worden.

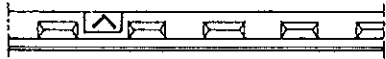


- k : Armature
Bewapening
- l : Armature chapeau à placer dans le joint
Bindstaven in de voeg te plaatsen
- m : Etriers en attente
Wachtbeugels
- n : Barres d'attente
Wachtstaven
- o : Coffrage
Bekisting
- p : Bouchon de fermeture
Stop
- q : Néoprène
Neopreen
- r : Percement pour armatures de liaison
Doorboringen voor verbindingbewapening
- w : Bétonnage par l'entrepreneur
Te betonneren door de aannemer

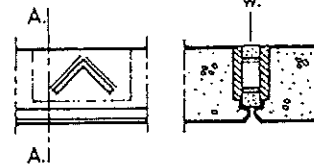
9.1.6. LIAISON ENTRE ELEMENTS DE PLANCHERS
 VERBINDING TUSSEN VLOERELEMENTEN

SANS COUCHE DE SOLIDARISATION
 ZONDER VERBINDINGSLAAG

Elévation de la dalle
 Vooraanzicht op de plaat

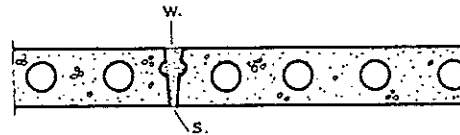
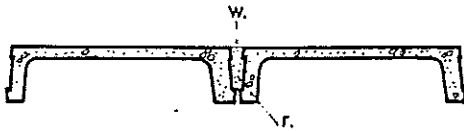


Coupe AA
 Snede AA



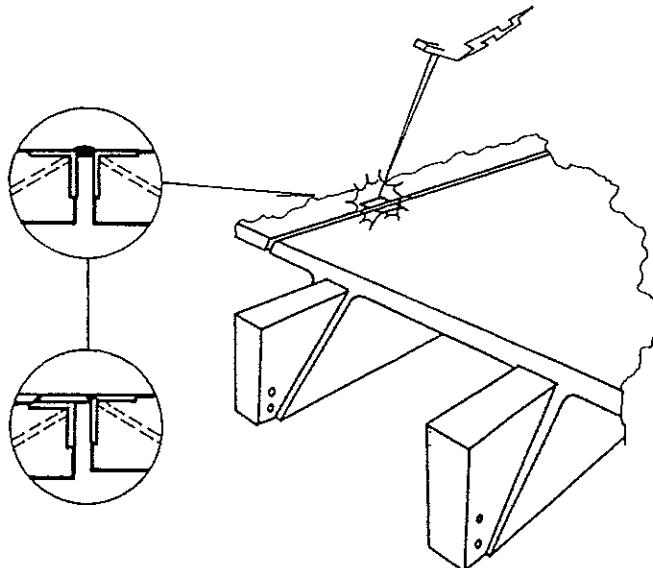
On peut également prévoir un joint continu, mais dans ce cas les efforts horizontaux sont entièrement transmis par les soudures.
 Een doorlopende voeg is toegelaten. In dit geval dienen de horizontale krachten volledig overgedragen te worden door de lassen.

w : bétonnage par l'entrepreneur
 te betonneren door aannemer

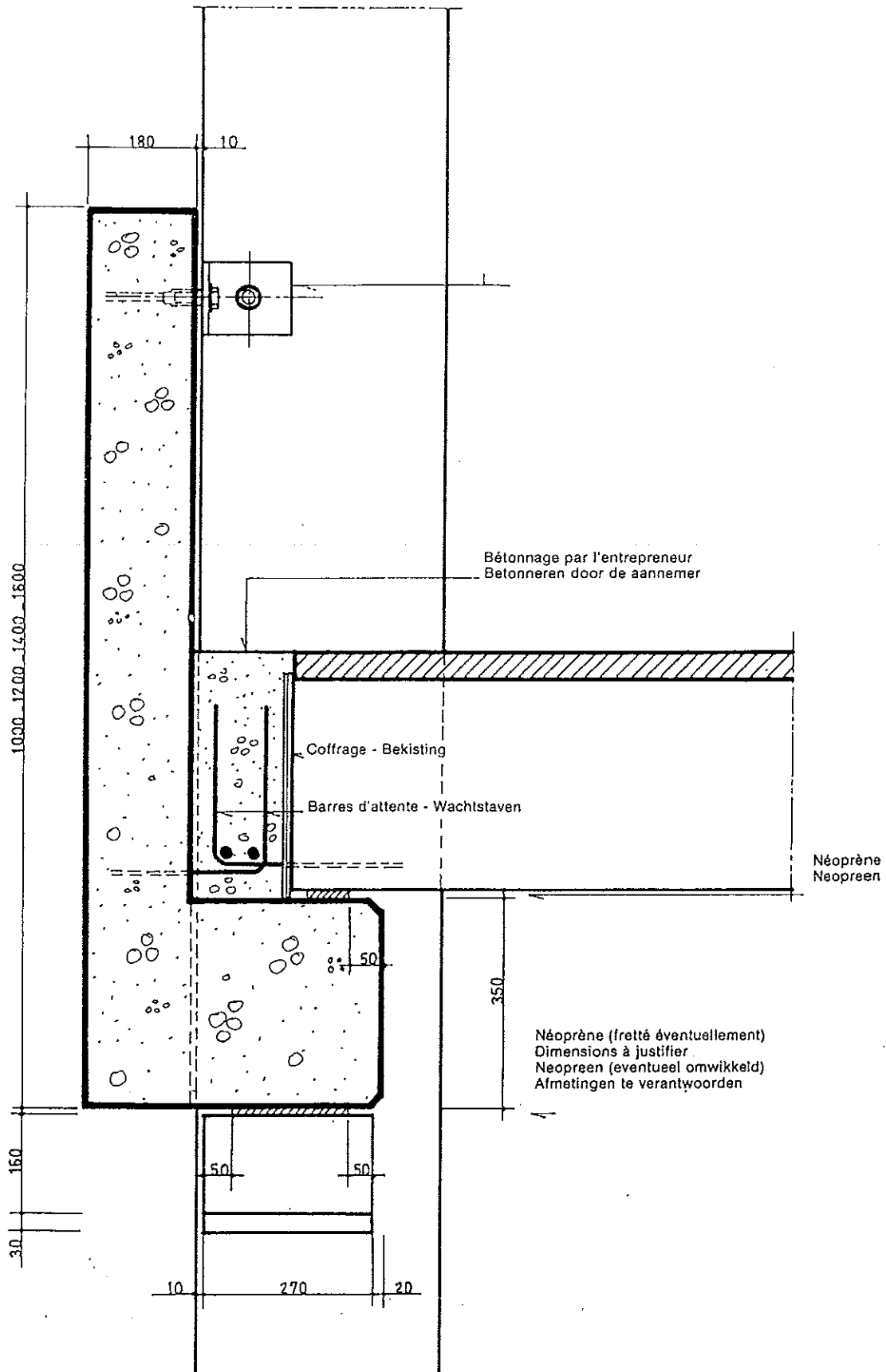


r.s. : Exemples de crantages pour la transmission d'efforts verticaux
 Voorbeelden van inkeping voor overdracht van verticale krachten

AVEC COUCHE DE SOLIDARISATION ARMEE
 MET GEWAPENDE VERBINDINGSLAAG



9.1.7. COLONNE-ALLEGE ET
 ALLEGE-PLANCHER
 KOLOM-GEVELEMENT-
 VLOER



9.2. Accessoires possibles.

9.2.1. Eléments de planchers.

Dans les éléments □ et □ aucun accessoire n'est prévu à la fabrication. Dans ce cas, on peut fixer des attaches pour faux plafonds ou autres dans le joint coulé entre deux éléments voisins.

Dans les éléments □ alvéolés, certaines attaches peuvent également être prévues par forage dans la face inférieure.

Dans les éléments TT, des rails d'ancrage peuvent être prévus dans l'axe de la nervure.

9.2.2. Poutres - colonnes - allèges.

Différents accessoires de fixation peuvent être prévus sur demande du client. Les principaux sont :

— Rails d'ancrage : en général prévus dans l'axe de la face inférieure, l'axe des rails ne pourra en aucun cas se trouver à moins de 9 cm de la face latérale de la poutre.

Le type de rail et son ancrage (avec ou sans doguets) est déterminé en fonction de la charge utile demandée.

L'utilisation de petits morceaux de rails indépendants est à déconseiller. Les rails sont généralement remplis de polystyrène expansé, dont le nettoyage reste à charge de l'entrepreneur.

— Douilles : des douilles filetées peuvent également être prévues dont les dimensions et l'ancrage sont fonction des charges à appliquer.

— Plaques métalliques : des plaques d'attente avec ancrage peuvent être prévues dans les colonnes. La dimension et le positionnement de ces plaques doivent être étudiés en vue de ne pas mettre en cause la finition des éléments.

Dans tous les cas, les pièces à fixer doivent permettre un réglage dans toutes les directions pour compenser les tolérances de positionnement des accessoires. Aucun accessoire sortant des faces coffrées des éléments ne peut être prévu.

Il reste possible d'assurer des fixations par forage dans le béton en se conformant aux indications du fabricant pour tenir compte de l'emplacement des armatures.

9.2. Mogelijke hulpstukken.

9.2.1. Vloerplaten.

In de elementen □ en □ is bij de fabricage geen enkel hulpstuk voorzien.

In dat geval kunnen bevestigingselementen voor valse plafonds en andere geplaatst worden in de voegen tussen de vloerelementen.

In de □ elementen met afgeronde holtten, kunnen sommige bevestigingsmiddelen door boren in de ondervlakken aangebracht worden.

In de TT elementen kunnen verankeringsrails in de as van de ribben aangebracht worden.

9.2.2. Balken - kolommen - borstweringen.

Op verzoek van de klant kunnen verschillende soorten hulpstukken voorzien worden. De voornaamste zijn :

— Verankeringsrails : doorgaans voorzien in de as van het ondervlak, mag de verankeringsrail zich nooit op minder dan 9 cm van het zijvlak van de balk bevinden. Het type van rail en van zijn verankering (met of zonder doken) is bepaald in functie van de gevraagde nuttige lasten. Het gebruiken van korte van elkaar onafhankelijke stukjes rail is af te raden.

Doorgaans worden de rails opgevuld met geëxpandeerd polystyreen, dat door de aannemer moet verwijderd worden.

— Hulzen : draadgesneden hulzen, waarvan afmetingen en verankering bepaald worden in functie van de belasting, kunnen ook voorzien worden.

— Metalen platen : wachtplaten met verankering kunnen voorzien worden in de kolommen. De afmetingen en de plaatsing moeten zo gekozen worden dat zij de afwerking van de elementen niet beïnvloeden.

In alle gevallen moeten de te bevestigen stukken in alle richtingen regelbaar zijn om de plaatsingstoleranties van de hulpstukken te kunnen opvangen.

Geen enkele, buiten de bekistingsvlakken uitstekend hulpstuk mag voorzien worden.

Men kan bevestigingen voorzien door in het beton te boren, mits rekening te houden met de aanwijzingen van de fabrikant in verband met de ligging van de wapening.

3877

VORSTBAAN 62 RD IN ZONNEWEG

www.wapenings.com

www.wapenings.com

Fabricants
Membres de
la Commission

Fabrikanten
Kommissie-
leden

S.A. Bétons Spéciaux Liégeois N.V.
Grand Route, 73
4369 Crisnée
Tél. (041) 57 48 35

S.A. Betonwerkerij van Harelbeke N.V.
Kortrijksesteenweg, 244
8730 Harelbeke
Tél. (056) 71 14 05

S.A. Cimenteries CBR Cementbedrijven N.V.
Division Béton Manufacturé
Chaussée de la Hulpe, 185
1170 Bruxelles
Tél. (02) 673 98 70
Télex 21464 CIMCBR b

S.A. Lithobéton N.V.
Route de Wallonie, 24
7420 Baudour
Tél. (065) 64 11 21
Télex 57665 lithob b

S.P.R.L. Ets E. RONVEAUX P.V.B.A.
Rue Rebonmoulin, 16
5300 Ciney
Tél. (083) 21 29 01
Télex 59169 ronvo b

S.A. STRUCTO N.V.
Noorweegse Kaai, 19
8000 Brugge
Tél. (050) 33 78 61
Télex 81358 bestru b

S.A. Valcke Ch. en Zoon N.V.
Rodenbachstraat, 22a
8968 Vlamertinge
Tél. (057) 20 25 01

Plus d'information / meer informatie :

FEBE

VORSTLAAN 68 BD DU SOUVERAIN

1170 BRUSSEL

WWW.febe.be

mail@febe.be

Editeur :
FeBe - Fédération de l'Industrie du béton
Monsieur W. Simons
Boulevard Aug. Reyers, 207-209
1040 Bruxelles

Uitgever :
FeBe - Federatie van de betonindustrie
De heer W. Simons
Aug. Reyerslaan, 207-209
1040 Brussel