

CENTRE SCIENTIFIQUE
ET
TECHNIQUE DU BATIMENT

INSTITUT TECHNIQUE
DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÈGLES

POUR LE CALCUL ET L'EXÉCUTION DES
CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ

Document Technique **U** nifié

DEUXIÈME TIRAGE

ÉDITÉ PAR
LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
9, rue La Pérouse, PARIS-XVI^e
Tél. : KLÉ. 48-20

RÈGLES BA 1960

MARS 1961

PRÉFACE

DANS LA MÊME COLLECTION

RÈGLES POUR LE CALCUL ET L'EXÉCUTION DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES (Règles CM 1956).

COMMENTAIRES DES RÈGLES POUR LE CALCUL ET L'EXÉCUTION DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES (Commentaires Règles CM 1956).

RÈGLES DÉFINISSANT LES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS ET ANNEXES (Règles NV 1946).

CONDITIONS D'EXÉCUTION DU GROS ŒUVRE DES TOITURES-TERRASSES EN BÉTON ARMÉ (1946).

Les responsables des règles de 1945 avaient prévu la remise à jour périodique de celles-ci pour suivre le progrès, particulièrement en ce qui concerne les qualités des matériaux de base acier et béton.

Il s'est trouvé que ces règles étaient assez souples pour ne pas entraver les améliorations, grâce surtout à l'emploi des nombres sans dimension, toutes les fois que cela a été possible, et elles ont duré quinze années, période dépassant largement ce qui était envisagé.

Les règles nouvelles utilisent les mêmes méthodes, et sont suffisamment étendues pour servir également de guide vers une bonne construction.

L'utilisation de plus en plus généralisée des aciers à haute limite d'élasticité nécessite l'étude de la fissuration dont le mécanisme est numériquement défini.

La résistance élevée des bétons ne s'obtient pas avec un coefficient d'élasticité proportionnel, de telle sorte que le calcul du flambement se présentant plus fréquemment a été détaillé.

Enfin, la résistance à l'effort tranchant qui dépend simultanément de l'importance et de la position des zones du béton comprimé comme des étriers et des armatures relevées a été reprise pour correspondre aux utilisations actuelles. Bien d'autres éléments ont été à nouveau confrontés avec les données expérimentales.

Nous tenons à remercier tous les membres de la Commission et particulièrement les rédacteurs.

Ils ont mené à bien simultanément règles et commentaires, ce qui était une lourde tâche.

Comme le règlement de 1945, celui de 1960 est un guide libéral ayant en vue la sécurité en respectant l'économie.



Albert CAQUOT,
Membre de l'Institut.
Octobre 1960.

MEMBRES DE LA COMMISSION

Président :

M. CAQUOT, Membre de l'Institut.

Rapporteur Général :

M. BRICE, Ingénieur E. C. P., Vice-Président de la Commission d'Études Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé.

Rapporteurs :

MM. BRÉVOT, Ingénieur E. C. P., Directeur-Adjoint de la Socotec, Professeur à l'École Centrale des Arts et Manufactures.
LEBELLE, Ingénieur E. P., Président du Bureau Sécuritas.
ROBINSON, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, Chef du Service Central d'Études Techniques du Ministère des Travaux Publics, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Membres :

MM. ALBRIÈS, Ingénieur E. C. P., Professeur à l'École Spéciale des Travaux Publics, Chef de la Section « Béton armé » du Service Central Technique de la Socotec.
BALENOY-BÉARN, Ingénieur E. C. P., Président honoraire de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, Président Fondateur du Comité Européen du Béton.
BARBESSON, Licencié ès Sciences, Ingénieur au Service Technique de la Fédération des Fabricants de Tuiles et Briques.
BRIARD, Ingénieur E. P., Président de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.
BRACHÈRE, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
BOWÉ, Ingénieur E. C. P., Président de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé.
BRUNET, Ingénieur E. T. P., Directeur de la Socotec.
BURSSON, Ingénieur E. P., Chef du Service de Contrôle des Constructions Immobilières du Bureau Vértas.
CARRIERE, Ingénieur E. N. P. C., Vice-Président de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Maçonnerie, Ciments et Béton Armé.
CARPENTIER, Ingénieur E. N. P. C., Ingénieur en Chef de la S. N. C. F., Chef de la Division Centrale des Ouvrages d'art.
CHAMBAUD, Ingénieur E. C. P., Conseiller Scientifique de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.
DEMARRE, Ingénieur E. P., Sous-Directeur Technique du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.

DURIEZ, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, Inspecteur Général du Laboratoire du Ministère des Travaux Publics.

G^{re} DUTHEIL, Directeur de la Section Technique des Bâtiments, Fortifications et Travaux du Ministère de la Défense Nationale.
DUVAUX, Président du Conseil Supérieur de l'Ordre des Architectes.
ESQUIUAN, Ingénieur A. M., Directeur Technique des Entreprises Bousillon.

FERRUS, Ingénieur E. N. P. C., Conseiller Technique à la Fédération Nationale du Bâtiment.

FOUGEA, Président honoraire de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, Président de l'Institut de Recherches appliquées du Béton Armé.

GIGOU, Ingénieur E. C. P., Architecte D. P. L. G., Chef du Service Bâtiment de l'Association Française de Normalisation.

GUÉRIN, Ingénieur E. P., Secrétaire Général de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

GUILLEBAUD, Ingénieur E. C. P., Ingénieur au Service du Contrôle des Constructions Immobilières du Bureau Vértas.

JUNG, Ingénieur E. N. P. C., Secrétaire Général Technique de la Fédération Nationale des Travaux Publics.

LAFUMA, Docteur ès Sciences, Directeur du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques, Professeur au Conservatoire National des Arts et Métiers.

LAZARD, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Ingénieur en Chef à la Direction des Installations Fixes de la S. N. C. F.

L'HERMITTE, Docteur ès Sciences, Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

LOSSIER, Ingénieur E. P. Z., Ingénieur-Conseil.

MAIRON, Ingénieur A. M., Délégué de la Chambre des Ingénieurs-Conseils de France.

MESNAGER, Ingénieur E. P., Ingénieur-Conseil, Professeur au Conservatoire National des Arts et Métiers.

METZ, Ingénieur A. M., Délégué de la Chambre des Ingénieurs-Conseils de France.

PELNAUD-CONSIDÈRE, Ancien Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Ingénieur-Conseil.

REIMBERT, Ingénieur-Conseil.

SARILLAUD, Ingénieur E. N. P. C., Directeur des Services Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, Secrétaire Permanent du Comité Européen du Béton.

SÉCAUD, Ingénieur A. M., Vice-Président de la Chambre Syndicale des Bureaux d'Études Techniques.

VAILLAUD, Ingénieur Général des Télécommunications, Directeur des Bâtiments et des Transports au Ministère des Postes et Télécommunications.

Secrétaire :

M. PERCHAT, Ingénieur E. C. P., Attaché à la Direction de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

Sous-Commission de rédaction :

MM. BRÉVOT, BRICE, GUILLEBAUD, LEBELLE, PERCHAT, ROBINSON, SARILLAUD.

TABLE DES MATIÈRES

	Paragraphe	Page
0 - PRÉAMBULE.	0	19
NOTATIONS ET UNITÉS	0,0	19
NOTATIONS	0,04	19
UNITÉS	0,02	19
OBJET DES RÈGLES.	0,1	19
DOMAINE D'APPLICATION	0,2	25
CONDITIONS GÉNÉRALES DE RÉSISTANCE ET DE DURABILITÉ DES OUVRAGES EN BÉTON ARME.	0,3	25
RÉFÉRENCES AUX NORMES ET A D'AUTRES RÈGLES.	0,4	27
DIFFICULTÉS D'INTERPRÉTATION	0,5	27
1 - NATURE ET QUALITÉ DES MATÉRIAUX - ESSAIS	1	29
ACIER	1,1	29
TYPES D'ACIERS POUR ARMATURES	1,10	29
CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES	1,11	31
Diamètre nominal, section nominale et périmètre nominal	1,111	31
CARACTÈRES MÉCANIQUES	1,12	31
Caractères quantitatifs	1,121	31
Caractères qualitatifs	1,122	33
CARACTÈRES D'ADHÉRENCE	1,13	33
JUSTAPPOSITION D'ARMATURES DE FORMES ET NUANCES DIFFÉRENTES.	1,14	33
Essais des aciers.	1,15	35
Essais de réception en usine	1,151	35
Essais de contrôle en usine	1,152	35
Essais de contrôle sur éprouvettes prélevées après livraison	1,153	37
NOMBRE DES ÉPROUVETTES ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DES ESSAIS.	1,16	37
Caractères quantitatifs.	1,161	37
Cas où la garantie porte sur une distribution statistique.	1,1611	37
Cas où la garantie porte sur les valeurs minimales des caractères.	1,1612	39
Convention de l'épreuve complémentaire.	1,16121	39
Convention de la contre-épreuve.	1,16122	41
Caractères qualitatifs	1,162	41
CONDITIONS DE RÉCEPTION D'UN LOT	1,17	43
VALEURS DES CARACTÈRES QUANTITATIFS A PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE	1,18	43
PRISE EN CHARGE DES FRAIS D'ESSAIS	1,19	45
Essais de contrôle en usine	1,191	45
Essais de contrôle d'aciers provenant de stocks	1,192	45
BÉTON	1,2	45
COMPOSITION DU BÉTON.	1,21	45
CLASSE DU CIMENT.	1,22	47
DOSAGE EN CIMENT	1,23	47
COMPOSITIONS GRANULAIRES DU BÉTON.	1,24	49
CARACTÈRES MÉCANIQUES.	1,25	49
ESSAIS DES BÉTONS	1,26	49
Essais résultant d'études préalables du béton avant la mise en œuvre	1,261	49
Essais de contrôle	1,262	51
Prise en considération des résultats des essais	1,263	51
Résistances mécaniques à admettre à défaut d'essais préalables.	1,264	53
2 - CONTRAINTES ADMISSIBLES	2	55
RÈGLES GÉNÉRALES	2,0	55
ACIER	2,1	55
CONTRAINTES DE TRACTION ADMISSIBLE	2,11	55
Limite imposée par les caractères mécaniques de l'acier, ceux du béton et la nature des sollicitations	2,111	57

	Paragrapbes	Pages
Limite imposée par les conditions de fissuration du béton	2,112	61
Section d'enrobage	2,1121	61
Pourcentage effectif	2,1122	63
Valeur de σ'_g	2,1123	63
CONTRAINTES DE COMPRESSION ADMISSIBLE	2,12	65
BÉTON	2,2	67
CONTRAINTES DE COMPRESSION ADMISSIBLE	2,21	67
CONTRAINTES DE TRACTION ADMISSIBLE	2,22	71
ASSOCIATION ACIER-BÉTON ET JONCTION DIRECTE DES BARRES	2,3	71
DISTANCES MINIMALES DES ARMATURES ENTRE ELLES ET AUX PAROIS DES COFFRAGES	2,31	71
Distances minimales des armatures entre elles	2,311	73
Distances minimales des armatures aux parois des coffrages	2,312	73
TRANSMISSION DES EFFORTS AUX ARMATURES	2,32	75
CONTRAINTES DE RUPTURE D'ADHÉRENCE	2,33	75
CONTRAINTES D'ADHÉRENCE ADMISSIBLE	2,34	77
ARMATURES DROITES	2,35	79
Scellement droit	2,351	79
Armatures tendues	2,3511	79
Fonds lisses laminés et barres à haute adhérence Treillis soudés	2,35112	79
Tôles découpées et étrées	2,35113	81
Armatures comprimées	2,3512	81
Ligatures transversales des armatures comprimées	2,35121	83
ARMATURES COURBES	2,36	85
Relation entre les efforts aux extrémités d'une armature courbe au moment où elle glisse dans sa gaine de béton	2,361	85
Scellement par adhérence et courbure	2,362	85
Armatures tendues	2,3621	85
Armatures comprimées	2,3622	93
« Poussee au vide » des armatures courbes	2,3623	93
Condition de non-écrasement du béton	2,363	95
Barres isolées	2,3631	95
Barres groupées	2,3632	95
RECouvreMENT DES ARMATURES	2,37	95
Armatures tendues	2,371	95
Barres droites	2,3711	97
Barres munies de dispositifs d'ancrage	2,3712	97
Treillis soudés	2,3713	99
Tôles découpées et étrées	2,3714	99

	Paragrapbes	Pages
Armatures comprimées	2,372	99
JONCTION PAR SOUDURE	2,38	101
Soudabilité des aciers	2,381	101
Jonction de barres rectilignes se faisant suite	2,382	101
Assemblage de barres se croisant	2,383	101
AUTRES MODES DE JONCTION DIRECTE DE BARRES SE FAISANT SUITE	2,39	103
3 - RÈGLES GÉNÉRALES CONCERNANT LES CALCULS DE RÉSISTANCE	3	105
PRINCIPES GÉNÉRAUX	3,0	105
EFFETS PRIS EN COMPTE DANS LES CALCULS CHARGES PERMANENTES	3,11	109
SURCHARGES D'EXPLOITATION ET D'ESSAI	3,12	109
EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT	3,13	111
EFFETS DU RETRAIT ET DES VARIATIONS DE TEMPÉRATURE	3,14	111
Retrait	3,141	115
Variations de température	3,142	115
Modules de déformation à prendre en compte	3,143	117
INFLUENCE DU MODE DE CONSTRUCTION	3,15	117
EFFETS DES SÉISMES	3,16	117
RÈGLES GÉNÉRALES DE SÉCURITÉ	3,2	117
CONTRAINTES À CONSIDÉRER	3,21	117
ARMATURES DES ÉLÉMENTS EXPOSÉS À LA FISSURATION	3,22	119
CONDITION DE NON-FRAGILITÉ	3,23	119
COUTURE DES REPRISSES	3,24	121
VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ À L'ÉGARD DES SURCHARGES	3,25	121
DONNÉES NUMÉRIQUES	3,3	123
MODÈLES DE DÉFORMATION LONGITUDINALE	3,31	123
COEFFICIENT D'ÉQUITÉLÉANCE n DES ARMATURES	3,32	125
Armatures tendues	3,321	125
Armatures comprimées	3,322	125
COEFFICIENT DE POISSON	3,33	125
COEFFICIENT DE FROTTEMENT DE L'ACIER SUR LE BÉTON	3,34	125
SIMPLIFICATIONS ADMISES	3,4	127
DÉTERMINATION DES VALEURS DES MOMENTS D'INERTIE INTERVENANT DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE DES SYSTÈMES HYPERSTATIQUES	3,41	127

	Paragraphes	Pages
Calculs relatifs aux contraintes	3,42	127
Contraintes normales	3,421	127
Contraintes tangentielles	3,422	127
Condition de non-poinçonnement	3,43	129
Pressions localisées	3,44	129
4 - RÈGLES SPÉCIALES A CERTAINS ÉLÉMENTS	4	133
OBJET DES RÈGLES SPÉCIALES A CERTAINS ÉLÉMENTS	4,0	133
Importance des liaisons entre les divers éléments des constructions	4,01	133
POTEAUX ET PIÈCES COMPRIMÉES	4,1	135
Efforts sollicitant les poteaux	4,11	135
Évaluation des charges verticales	4,111	135
Évaluation des efforts dus aux forces horizontales	4,112	135
Fondations excentrées	4,113	137
Armatures longitudinales des poteaux	4,12	137
Nuance des armatures	4,120	137
Arrêt et jonction des armatures longitudinales	4,121	137
Jonction avec les semelles de fondation	4,122	139
Distance maximale entre armatures longitudinales d'une même face	4,123	139
Pourcentage minimal d'armatures longitudinales	4,124	139
Armatures transversales des poteaux	4,13	141
Disposition des armatures transversales	4,131	141
Pourcentage minimal d'armatures transversales	4,132	141
FRETTAGE	4,14	143
Contrainte admissible du béton fretté	4,141	143
Limite supérieure du coefficient de frettage	4,142	143
Armatures longitudinales des pièces comprimées frettées	4,143	145
Armatures transversales des pièces frettées	4,144	145
Prise en considération du béton	4,145	145
FLAMBEMENT	4,15	147
Longueur de flambement l_c	4,151	147
Évaluation de la longueur libre	4,1511	147
Valeurs de l_c	4,1512	147
Cas de bâtiments à étages multiples	4,15121	147
Élancement	4,152	149
Vérification des pièces comprimées non fléchies	4,153	149
Vérification des pièces comprimées et fléchies dans le plan pour lequel on étudie le flambement	4,154	151
Vérification de la sécurité à l'égard des surcharges	4,155	151
POUTRELLES ET POUTRES	4,2	153
Règles générales	4,21	153
Conventions	4,210	153
Portées	4,211	153
Sections d'encastrement à vérifier pour les poutres continues ou partiellement encastées	4,212	153
Largeur de hourdis associé aux nervures	4,213	153
Calculs des moments fléchissants	4,22	155
Principe des méthodes de calcul	4,220	155
Règles applicables aux planchers à surcharge modérée	4,221	157
Domaine de validité	4,2210	157
Évaluation des charges transmises aux différents éléments	4,2211	159
Moments fléchissants pris en compte	4,2212	159
Cas d'éléments à travées solidaires de section constante, les deux rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant tous deux compris entre 0,80 et 1,25	4,22121	159
Cas d'éléments à travées solidaires de section constante, l'un au moins des rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant inférieur à 0,80 ou supérieur à 1,25	4,22122	165
Règles applicables aux planchers à forte surcharge	4,222	165
CALCULS DES EFFORTS TRANÇHANTS ET CONDITIONS DE RÉSISTANCE AUX EFFETS DE CEUX-CI	4,23	165
Calcul des efforts tranchants	4,231	165
Contrainte de cisaillement et effort de glissement longitudinal	4,232	167
Assimilation d'une poutre en béton armé à âme pleine à une poutre à treillis	4,233	169
Détermination et disposition des armatures transversales	4,234	171
Détermination des armatures transversales	4,2341	171
Disposition des armatures transversales	4,2342	173
Conditions à vérifier dans les sections d'appui ou voisines des appuis	4,235	173
Cas particulier des charges appliquées au voisinage des appuis	4,2352	177
Cas des poutres supportant des charges qui ne sont pas appliquées à leur partie supérieure	4,236	179
Armatures de liaison des hourdis aux nervures	4,237	179
ARRÊT DES ARMATURES LONGITUDINALES	4,24	181
Armatures tendues	4,241	181
Tracé de l'enveloppe des « moments résistants-acier »	4,2411	181
Arrêt des armatures inférieures en travée	4,2412	181
Arrêt des armatures supérieures	4,2413	183
Armatures comprimées	4,242	183
Adhérence des armatures longitudinales	4,25	185
Hauveur de section minimale	4,26	185
Pourcentage minimal des armatures longitudinales	4,27	193
HOUDIS SUR APPUIS CONTINUS	4,3	193

	Paragraphes	Pages
PORTÉES	4,31	193
SECTIONS D'ENCASTREMENT A VÉRIFIER POUR LES		
HOURDIS CONTINUS OU PARTIELLEMENT ENCASTRÉS	4,32	193
CHARGES LOCALISÉES	4,33	193
PANNEAUX RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉS		
POUR LESQUELS $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,40$	4,34	195
PANNEAUX RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉS		
POUR LESQUELS $\frac{l_x}{l_y} > 0,40$ ET PANNEAUX SUPPORTANT		
DES CHARGES LOCALISÉES	4,35	195
ÉPAISSEUR MINIMALE	4,36	197
CONDITIONS AUXQUELLES DOIVENT SATISFAIRE LES		
ARMATURES	4,37	199
Pourcentage minimal	4,371	199
Écartement maximal	4,372	201
Hourdis ne supportant que des charges ou sur-		
charges uniformément réparties	4,3721	201
Hourdis supportant des charges ou surcharges		
localisées	4,3722	201
Armatures transversales	4,373	201
PLANCHERS A CORPS CREUX	4,4	201
Hourdis	4,41	201
NERVURES	4,42	208
PLANCHERS A POUTRELLES PRÉFABRIQUÉES	4,5	205
PROBLÈMES PARTICULIERS CONCERNANT LES		
POUTRES	4,6	207
PAROIS FLÉCHIES	4,61	207
POUTRES SUPPORTANT DES MURS	4,62	207
CHANGEMENTS DE SECTION	4,63	209
Goussets	4,631	209
Changements brusques de section	4,632	209
5 - PRÉSENTATION DES PROJETS	5	211
DESSINS D'AVANT-PROJET	5,1	211
DESSINS D'EXÉCUTION	5,2	211
RENSEIGNEMENTS A PORTER SUR LES DESSINS D'EXÉ-		
CUTION	5,21	211
INDICATIONS PARTICULIÈRES	5,22	213
CALCULS	5,3	213
PRÉSENTATION DES NOTES DE CALCULS	5,31	213
PRÉCISION ARITHMÉTIQUE EXIGÉE	5,32	213
MODIFICATIONS	5,4	213
6 - EXÉCUTION DES TRAVAUX	6	215
IMPLANTATION DES OUVRAGES	6,0	215
COFFRAGES, ÉCHAFAUDAGES	6,1	215
ARMATURES	6,2	217
EMPLOI DES RONDs LISSES	6,20	217
ÉCARTEMENT DES ARMATURES	6,21	217
MISE EN PLACE ET ARRIMAGE DES ARMATURES	6,22	217
BÉTON	6,3	219
FABRICATION DU BÉTON	6,31	219
TRANSPORT DU BÉTON	6,32	219
MISE EN ŒUVRE DU BÉTON	6,33	219
ÉPROUVETTES POUR ESSAIS DE CONTRÔLE	6,34	219
REPRISES DE BÉTONNAGE	6,35	221
EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES — GELÉE	6,36	221
CONSERVATION ET CURE DU BÉTON	6,37	221
DÉCOFFRAGE, DÉCALAGE ET DÉCINTREMENT	6,4	223
MISE EN PLACE DES PIÈCES MOULÉES D'AVANCE	6,5	223
TOLÉRANCES	6,6	225
ARMATURES	6,61	225
Formes et aires des sections droites	6,611	225
Façonnage	6,612	225
Position des armatures	6,613	225
Béton	6,62	227
VERTICALITÉ DES POTEAUX	6,63	227
SUPERPOSITION DES POTEAUX	6,64	227
7 - ÉPREUVES DES OUVRAGES	7	229
CONDITIONS DANS LESQUELLES SONT ENTRE-		
PRISES LES ÉPREUVES	7,0	229
SURCHARGES D'ÉPREUVE	7,1	231
ÉPOQUE DES ÉPREUVES	7,2	231
CONDITIONS D'EXÉCUTION	7,3	231
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS	7,4	233
ANNEXES A		
A1 MÉTHODE APPROCHÉE POUR LE CALCUL		
DES POUTRES CONTINUES SOLIDAIRES (OU		
NON) DES POTEAUX QUI LES SUPPORTENT,		
SOUS L'ACTION DE CHARGES VERTICALES	A 1	235
DOMAINE D'APPLICATION	A 10	235
MOMENTS D'APPUI	A 11	235
Principes de la méthode	A 110	235
Travées intermédiaires	A 111	237
Travées de rive	A 112	241
Notations	A 1120	241

	Paragraphes	Pages
Travée de rive avec console	A 1121	244
Nœud de rive	A 11211	241
Nœud voisin du nœud de rive	A 11212	243
Travée de rive sans console	A 1122	245
Simplifications admises	A 113	245
Cas d'une seule travée (ossature symétrique et symétriquement chargée)	A 114	245
MOMENTS EN TRAVÉE DES POTRES	A 12	247
EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTRES	A 13	247
MOMENTS DANS LES POTREUX	A 14	247
EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTREUX. EFFORTS NORMAUX DANS LES POTRES	A 15	249
A2 CALCUL DES HOUDRS RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉS	A 2	249
PANNEAUX ARTICULÉS SUR LEUR CONTOUR	A 21	249
PANNEAUX CONTINUS OU SEMI-ENCASTRÉS	A 22	251
A3 RÈGLES POUR LE CALCUL DES PLANCHERS CHAMPIGNONS ET DES PLANCHERS DALLES	A 3	251
DISPOSITIONS GÉNÉRALES — DÉFINITIONS — DOMAINE D'APPLICATION	A 30	251
Piliers	A 301	253
Chapiteaux	A 302	253
Domaine d'application	A 303	255
Méthode de calcul	A 31	257
Charges et surcharges	A 311	259
Sollicitations des portiques	A 312	259
DIVISION DES PANNEAUX DE DALLE EN BANDES	A 32	261
RÉPARTITION DES MOMENTS FLÉCHISSANTS ENTRE LES DIFFÉRENTES BANDES	A 33	263
Méthode de calcul APPROCHÉ DES SOLICITATIONS. Domaine d'application	A 34	267
Notations	A 341	267
Évaluation des sollicitations	A 342	267
RÉSISTANCE DE LA DALLE AUX MOMENTS FLÉCHISSANTS	A 343	269
RÉSISTANCE DE LA DALLE AUX EFFORTS TRANCHANTS. RÉSISTANCE DES PILIERS	A 35	269
OUVERTURES DANS LA DALLE	A 36	271
OUVERTURES DANS LA DALLE	A 37	273
A4 RÈGLES POUR LE CALCUL DES PAROIS FLÉCHIES (MURS, CLOISONS OU VOILES FORMANT POTRES)	A 38	275
DÉFINITION — DOMAINE D'APPLICATION — NOTATIONS	A 4	275
Définition	A 40	275
Domaine d'application	A 400	275
Notations	A 401	277
Épaisseur minimale	A 402	279
ARMATURES	A 41	279
ARMATURES	A 42	281

	Paragraphes	Pages
Armatures principales	A 421	281
Parois fléchies reposant sur deux appuis	A 4211	283
Parois fléchies à plusieurs travées	A 4212	283
Armatures inférieures	A 42121	283
Travées intermédiaires	A 421211	283
Travées de rive	A 421212	283
Armatures filantes supérieures	A 42122	283
Armatures secondaires	A 422	285
Armatures horizontales	A 4221	285
Armatures transversales	A 4222	285
CAS DES CHARGES LOCALISÉES	A 43	289
A5 RÉSISTANCE A LA TORSION	A 5	289
SECTION CIRCULAIRE OU OCTOGONALE	A 51	289
Contrainte tangentielle	A 511	289
Armatures	A 512	291
Rotation élastique par unité de longueur	A 513	291
SECTION RECTANGULAIRE DE PETIT CÔTÉ a ET DE GRAND CÔTÉ b	A 52	291
Contrainte tangentielle	A 521	291
Armatures	A 522	293
Rotation élastique par unité de longueur	A 523	293

ANNEXES B

B1 PROCESSUS D'APPLICATION DES CHARGES DANS LES ESSAIS A RUPTURE DE COURTE DURÉE	B 1	295
B2 ACIERS POUR ARMATURES — MESURE DES CARACTÈRES MÉCANIQUES DE CES ACIERS	B 2	295
ACIERS POUR ARMATURES	B 21	295
Aspect	B 210	295
Ronds lisses	B 211	297
Caractères géométriques	B 2111	297
Caractères mécaniques garantis	B 2112	297
Limite d'élasticité à introduire dans les calculs de résistance	B 2113	297
Caractères d'adhérence	B 2114	299
Barres à haute adhérence	B 212	299
Trellis soudés	B 213	299
Caractères géométriques	B 2131	299
Caractères mécaniques minimaux garantis	B 2132	301
Caractères d'adhérence	B 2133	301
Valeurs de la limite d'élasticité à introduire dans les calculs de résistance	B 2134	301
Tôles découpées et étirées	B 214	301
Contrainte de traction admissible	B 2141	301
Conditions d'emploi	B 2142	303
MESURE DES CARACTÈRES MÉCANIQUES	B 22	303
Caractères quantitatifs	B 221	303
Caractères qualitatifs	B 222	303
Essais de pliage	B 2221	303
Essais de pliage-dépliage	B 2222	305

	Paragraphes	Pages
B3 MESURE DES CARACTÈRES MÉCANIQUES DES BÉTONS	B 3	305
Mesure de la résistance à la compression	B 31	305
Nature des éprouvettes	B 311	305
Forme	B 311.1	305
Dimensions	B 311.2	305
Fabrication des éprouvettes	B 312	305
Moules	B 312.1	305
Béton de remplissage des moules	B 312.2	307
Éprouvettes pour études préalables du béton avant la mise en œuvre	B 312.2.1	307
Éprouvettes pour essais de contrôle	B 312.2.2	307
Mise en place du béton	B 312.3	307
Marquage des éprouvettes	B 312.4	307
Conservation	B 312.5	307
Éprouvettes pour études préalables du béton avant la mise en œuvre	B 312.5.1	307
Éprouvettes pour essais de contrôle	B 312.5.2	309
Essai	B 313	309
Préparation des éprouvettes	B 313.1	309
Vitesse de mise en charge	B 313.2	309
Valeur de la résistance à la compression	B 314	311
Mesure de la résistance à la traction	B 32	311
Nature des éprouvettes	B 32.1	311
Forme	B 32.1.1	311
Dimensions	B 32.1.2	311
Fabrication des éprouvettes	B 32.2	311
Essai	B 32.3	311
Mise en place des éprouvettes	B 32.3.1	311
Vitesse de mise en charge	B 32.3.2	313
Valeur de la résistance à la traction	B 32.4	313
B4 PRÉSENTATION TYPE DES DESSINS DES CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ	B 4	313
Règles générales	B 40	313
Établissement des dessins	B 40.1	313
Détails d'emploi et commandes d'acier	B 40.2	313
Format des dessins	B 40.3	313
Échelles	B 40.4	315
Cartouche d'inscription	B 40.5	315
Position du cartouche	B 40.5.1	315
Renseignements à porter dans le cartouche	B 40.5.2	315
Autres renseignements à porter sur les dessins	B 40.6	315
Dessins de coffrage	B 41	317
Conventions générales	B 41.0	317
Conventions relatives aux planchers	B 41.1	317
Repérage des éléments des planchers	B 41.2	319
Coupes et élévations	B 41.3	321
Repérage	B 41.3.1	321
Cotes	B 41.3.2	321
Dessins d'armatures	B 42	323
Indications générales à porter sur les dessins	B 42.0	323
Dalles simples ou nervurées	B 42.1	325
Poutres ou poteaux	B 42.2	327
Représentation des parties coupées	B 43	329
ANNEXE C		
C THÉORIE SIMPLIFIÉE DE LA FISSURATION DU BÉTON DES PIÈCES ARMÉES	C	331
Fissuration du béton en traction	C 1	331
Origine des contraintes de traction supportées par le béton	C 2	333
Caractère de la liaison entre le béton et les armatures après apparition des fissures	C 3	333
Espacement des fissures entre elles	C 4	333
Conditions de formation systématique des fissures	C 4.0	335
Apparition successive des fissures	C 4.1	335
Calcul de l'espacement des fissures	C 4.2	337
Mesures expérimentales	C 4.3	339
Contrainte moyenne des armatures entre deux fissures	C 5	339
Ouverture des fissures	C 6	341
Ouverture moyenne lorsque la formation des fissures est systématique	C 6.1	341
Ouverture des fissures lorsque la fissuration n'est pas systématique	C 6.2	343
Mode de fissuration des pièces fléchies	C 7	345
ANNEXE D		
D NOTATIONS GÉNÉRALES	D	351
Généralités	D 0	351
Emploi de l'apostrophe	D 0.1	351
Emploi des indices	D 0.2	351
Lettrures majuscules de l'alphabet romain utilisées dans les présentes règles	D 1	351
Autres lettres majuscules de l'alphabet romain utilisées par le C. E. B.	D 1.1	353
Lettrures minuscules de l'alphabet romain	D 1.2	359
Lettres minuscules de l'alphabet romain utilisées dans les présentes règles	D 2	361
Autres lettres minuscules de l'alphabet romain utilisées par le C. E. B.	D 2.1	361
Lettrures majuscules de l'alphabet grec	D 2.2	365
Lettrures minuscules de l'alphabet grec	D 3	367
Lettres minuscules de l'alphabet grec utilisées dans les présentes règles	D 4	367
Autres lettres minuscules de l'alphabet grec utilisées par le C. E. B.	D 4.1	369
Notations symboliques	D 4.2	373
	D 5	375

0,01 La liste des notations est donnée par l'annexe D. Les grands et au sujet desquelles le C. E. B. n'a pas formulé de recommandations ont été représentés par des symboles choisis en conformité des règles générales qu'il a adoptées.

0,02 La correspondance entre les unités des systèmes Mètre, Kilogramme-force, Seconde et celles du système MKSA (Mètre, Kilogramme-masse, Seconde, Ampère) est donnée ci-dessous :

— Le kilogramme-poids ou kilogramme-force vaut environ 9,8 newtons

$$1 \text{ kgf} \simeq 9,8 \text{ N}$$

— Le kilogramme-force par centimètre carré vaut environ 0,98 bar

$$1 \text{ kgf/cm}^2 \simeq 0,98 \text{ bar}$$

0,1 Les règles prévoient l'utilisation des méthodes de calcul classiques; en conséquence, elles définissent des contraintes admissibles en service, pour des constructions définitives de qualité dite « normale ».

Ces contraintes admissibles peuvent être majorées éventuellement lorsqu'il s'agit soit de constructions provisoires, soit de constructions définitives pour lesquelles la qualité dite « normale » ne serait pas requise.

• Le coefficient de majoration des contraintes admissibles sera toujours défini contractuellement et, si la responsabilité

0 PRÉAMBULE

0,0 NOTATIONS ET UNITÉS ⁽¹⁾

0,01 NOTATIONS

Les notations utilisées dans les présentes règles sont en général celles qui ont été adoptées ou recommandées par le Comité Européen du Béton (C. E. B.).

0,02 UNITÉS

Les grands et mécaniques sont exprimées avec les unités du système Mètre, Kilogramme-force, Seconde, dont l'emploi est autorisé à titre provisoire par la loi du 14 janvier 1948 et le décret du 28 février 1948.

0,1 OBJET DES RÈGLES

Les présentes règles ont pour but de préciser les méthodes permettant de construire des ouvrages en béton armé offrant un degré de sécurité approprié à leur destination et leur durée.

Elles sont conçues en sorte que les coefficients de sécurité d'utilisation des différents éléments d'une construction de qualité donnée soient du même ordre de grandeur.

⁽¹⁾ Les divisions et subdivisions du présent texte sont notées sous forme décimale avec les deux particularités suivantes :

Le zéro indique un paragraphe général ou une partie préliminaire; Le neuf indique (éventuellement) une conclusion relative à la subdivision dont il dépend.

Par ailleurs, pour alléger les notations au-delà de la troisième décimale, un tiret remplace parfois le début de la notation en cours rappelée en haut de chaque page. À l'intérieur du paragraphe correspondant (tel que 4,221), la référence d'une subdivision (4,22121 par exemple) pourra être ainsi réduite à ses décimales à partir de la quatrième (dans l'exemple choisi — 21).

du constructeur est garantie par une police d'assurance, sa valeur sera indiquée à l'assureur. En aucun cas elle ne dépassera 1,25.

• Le coefficient de sécurité statique global γ_{st} d'une construction ou d'un élément de construction est le rapport de la sollicitation totale provoquant la rupture au cours d'une expérience de chargement progressif ⁽¹⁾ à la sollicitation totale en service.

Si (G_1) désigne la sollicitation due à la charge permanente,

(G_2) celle due aux effets du retrait et des variations de température,

(P_1) la sollicitation due aux surcharges statiques d'exploitation,

(P_2) celle due aux surcharges d'exploitation comportant un effet dynamique par suite de la variation des efforts et des mouvements,

(P_3) celle due aux effets de la neige et du vent,

et (U) la sollicitation totale provoquant la rupture,

on a :

$$\gamma_{st} = \frac{(U)}{(G_1) + (G_2) + (P_1) + (P_2) + (P_3)}$$

• L'expérience montre que les surcharges variables dans le temps ont, sur la tenue des ouvrages en service, une influence plus défavorable que celle des charges permanentes; les règles tiennent compte de ce fait en exigeant que les surcharges d'exploitation variables dans le temps soient comptées dans les calculs pour 120/100 de leurs valeurs (3.123) et prennent en considération un coefficient de sécurité global d'utilisation γ_{ex} ayant pour expression :

$$\gamma_{ex} = \gamma_{st} \frac{(G_1) + (G_2) + (P_1) + (P_2) + (P_3)}{(U)}$$

$$= \frac{(G_1) + (G_2) + 1,2(P_1) + 1,2(P_2) + (P_3)}{(U)}$$

Il est inférieur au coefficient de sécurité statique global γ_{st} sauf dans le cas où l'élément considéré ne supporte aucune surcharge d'exploitation.

• Le coefficient de sécurité statique rapporté à la surcharge γ_p est le nombre par lequel il faut multiplier l'intensité de celle-ci pour provoquer la rupture au cours d'une expérience de charge-

⁽¹⁾ On se réfère ici au processus expérimental défini par le Comité Européen du Béton, et dont le détail est donné à l'annexe B 1.

ment progressif ⁽¹⁾, effectuée en maintenant constantes les charges permanentes.

• Les règles sont établies en sorte que les valeurs minimales de γ_{ae} soient celles relatives au cas de la flexion simple des pièces prismatiques isostatiques quand ces dernières sont telles que la limite d'élasticité des armatures longitudinales tendues, supposées en acier doux, est atteinte au moment de la rupture.

Si cette limite d'élasticité est au moins égale à 2400 kgf/cm^2 et si la résistance à la compression du béton, mesurée à 28 jours d'âge dans les conditions précisées à l'annexe B 3 est au moins égale à 210 kgf/cm^2 , γ_{ae} n'est pas inférieur pour les pièces ayant au moins 90 jours d'âge, librement dilatables et non exposées à l'action de la neige et du vent $[(G_2) = (P_2) = 0]$ ⁽²⁾ :

— à $\frac{5}{3}$ environ pour les constructions définitives de qualité normale ⁽³⁾,

— à $\frac{4}{3}$ environ pour les constructions provisoires et les constructions définitives pour lesquelles la qualité normale n'est pas requise ⁽³⁾.

• En outre, la règle 3,35 relative à la vérification de la sécurité à l'égard des surcharges impose que γ_p ne soit en aucun cas inférieur à $\frac{3}{2}$ et que, pour une construction ou un élément de construction qui serait exclusivement soumis à l'action des charges permanentes, γ_{st} ne soit jamais inférieur à $\frac{3}{2}$. Cette valeur minimale commune à γ_p et γ_{st} est imposée aussi bien pour les constructions provisoires ou les constructions définitives pour lesquelles la qualité normale n'est pas requise, que pour les constructions définitives de qualité normale.

• Bien que les présentes règles imposent que soient réalisées des valeurs de γ_p et de γ_{st} supérieures à l'unité, la responsabilité du Constructeur ne saurait être engagée si les surcharges prévues

⁽¹⁾ Voir note au bas de la page 20.

⁽²⁾ Pour les constructions librement dilatables, on peut admettre que le retrait est sans effet sur les valeurs des sollicitations de rupture.

⁽³⁾ Ces valeurs sont au moins égales, pour $(P_1) > (G_1)$, à celles découlant de l'application des règles BA 1945.

par le Maître de l'œuvre ou prescrites par les normes en vigueur étaient dépassées en service.

• Les règles n'excluent pas, pour les constructeurs, la possibilité d'employer des méthodes de calculs autres que la méthode classique. Il est ainsi permis d'utiliser les calculs à la rupture dans les conditions précisées en 3,02.

0,3 L'ouverture des fissures dépend notamment de la contrainte de traction de l'acier dans le système fissuré envisagé par les calculs, des diamètres et de l'enrobage des armatures, de la forme de leurs surfaces latérales, des qualités mécaniques de l'acier et du béton, du retrait de ce dernier et des dispositions éventuellement prises pour en atténuer les effets.

• Les seules exceptions à ces règles sont relatives à la résistance à l'effort tranchant des hourdis et de certaines poutrelles (4,2341).

0,2 DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles sont applicables, en France et dans la Communauté, à toutes les constructions en béton armé sauf celles pour lesquelles un règlement particulier est imposé.

0,3 CONDITIONS GÉNÉRALES DE RÉSISTANCE ET DE DURABILITÉ DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

Les ouvrages en béton armé doivent être conçus pour supporter les sollicitations en vue desquelles ils sont prévus, même si des fissures se produisent dans les zones tendues ou suivant les surfaces de reprise.

Toutes les surfaces de fissuration possibles dans les zones tendues et toutes les surfaces de reprise doivent être traversées par des armatures disposées de telle sorte que, grâce à leur résistance à la traction et à leurs ancrages de part et d'autre de chacune de ces surfaces, elles se trouvent en état d'assurer la résistance de l'ouvrage si la fissuration se produit effectivement, circonstance assez fréquente quand les sollicitations prises en compte dans les calculs se trouvent réalisées.

Les fissures sont alors la conséquence du fonctionnement mécanique normal de l'ouvrage; elles ne compromettent ni sa résistance, ni sa durabilité, si elles restent assez fines pour que, du fait de leur existence, les armatures ne soient pas exposées à la corrosion dans les conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Sous l'action des charges et surcharges de service, un ouvrage en béton armé peut donc se présenter comme un ensemble de blocs de béton prenant appui les uns sur les autres et reliés entre eux par les armatures. C'est cet ensemble, désigné dans ce qui suit sous le nom de « *système fissuré* », qui doit être pris en considération dans les calculs de résistance.

Les ouvrages en béton armé ne doivent pas être *fragiles*. En règle générale, la sollicitation qui provoquerait la rupture du système fissuré doit donc être supérieure à celle sous laquelle la fissuration se produit.

0,4 RÉFÉRENCES AUX NORMES ET A D'AUTRES RÈGLES

Lorsqu'on se réfère ci-après à des normes ou à d'autres règles, il s'agit, sauf indication contraire, de celles en vigueur à la date de la signature du marché relatif à la construction étudiée, qui peuvent être différentes de celles en vigueur à la date de la publication des présentes règles.

On entend par *normes en vigueur* soit les normes françaises homologuées, soit, dans le cas particulier des aciers, les Euro-norm quand elles existent.

0,5 DIFFICULTÉS D'INTERPRÉTATION

Toute difficulté concernant l'interprétation des présentes règles pourra, soit à la demande du Maître de l'œuvre, soit à celle du Constructeur, être soumise à la Commission chargée d'établir les règles.

1,100 Les règles n'interdisent pas l'emploi d'armatures en profilés, l'utilisation de pièces mixtes fléchies, dont la membrane tendue et l'âme sont en acier, tandis que la membrane comprimée est en béton. Toutefois, de tels éléments feront l'objet de justifications spéciales prenant pour bases les règles CM en vigueur, ainsi que les présentes règles, et qui devront notamment prouver que les dispositions prévues assurent une transmission correcte des efforts entre l'acier et le béton.

Il va de soi que les produits sidérurgiques utilisés devront être conformes aux normes en vigueur.

1,101 Les caractères géométriques et mécaniques des différents types d'armatures sont donc donnés :

- pour les ronds lisses, par l'annexe B 2,
- pour les aciers à haute adhérence, par les fiches d'homologation de chacun d'eux,
- pour les treillis soudés, soit par une fiche d'homologation, soit par l'annexe B 2 qui en tient lieu pour les produits courants,
- pour les tôles découpées et étirées, par une fiche d'homologation.

1 NATURE ET QUALITÉ DES MATÉRIAUX. ESSAIS

1,1 ACIER

1,10 TYPES D'ACIERS POUR ARMATURES

1,100 Les produits sidérurgiques le plus couramment utilisés comme armatures des constructions en béton armé sont :

- les ronds lisses, conformes aux normes en vigueur;
- les barres à haute adhérence, en acier naturel ou écroui;
- les treillis soudés;
- les tôles découpées et étirées.

Chacun des produits des trois dernières catégories doit faire l'objet d'une acceptation sanctionnée par une fiche d'homologation indiquant notamment les caractères géométriques et mécaniques garantis par le Producteur.

La garantie relative à un caractère mécanique déterminé peut porter :

— soit sur la distribution statistique des valeurs de ce caractère (moyennes arithmétiques C_{mg} et écarts quadratiques moyens relatifs δ_g) résultant d'essais effectués par le Producteur,

— soit sur la valeur minimale de ce caractère.

1,101 Il résulte de ce qui précède que les aciers utilisables comme armatures dans les constructions visées par les présentes règles sont, dans tous les cas, fournis avec garantie des producteurs qui livrent des produits conformes soit aux normes en vigueur, soit aux spécifications précisées à l'annexe B 2, soit aux fiches d'homologation ⁽¹⁾. En conséquence, on n'effectue généralement pas d'essais de réception sur ces produits.

⁽¹⁾ Lorsque les garanties offertes par les producteurs, telles qu'elles sont définies à l'annexe B 2, sont plus étendues que celles qu'exigent les normes en vigueur à la date de la publication des présentes règles, elles pourront être prises en considération pour l'application de ces dernières.

1,11 CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES

1,111 Diamètre nominal, section nominale et périmètre nominal

Aux tolérances de laminage près, telles qu'elles sont définies par les normes en vigueur, un rond lisse est un cylindre de révolution; le diamètre de la section droite de ce cylindre théorique est, par définition, le *diamètre nominal* du rond considéré et sert à le désigner.

La section d'un rond lisse à prendre en compte dans les calculs de résistance, conventionnellement égale à l'aire du cercle ayant pour diamètre le diamètre nominal de ce rond, est appelée *section nominale*.

A toute barre non cylindrique est conventionnellement affecté un diamètre nominal choisi en sorte que la section à prendre en compte dans les calculs de résistance soit l'aire du cercle ayant pour diamètre le dit diamètre nominal. Cette section est appelée *section nominale*.

Pour le calcul des contraintes d'adhérence, on admettra que le périmètre de la section droite de toute barre de diamètre nominal ϕ est égal à $\pi\phi$, et on appellera ce périmètre *périmètre nominal*.

1,12 CARACTÈRES MÉCANIQUES

1,120 L'acier constituant les armatures des ouvrages en béton armé est défini par des caractères quantitatifs et des caractères qualitatifs.

1,121 Caractères quantitatifs

Ce sont :

— la limite d'élasticité σ'_e , limite apparente pour les aciers naturels et limite conventionnelle à 0,2 % pour les aciers écrouis, telles qu'elles sont définies par les normes en vigueur,

— la résistance à la traction σ'_{ar} , qui, pour les aciers écrouis, devra être au moins égale à 1,15 σ'_e ,

— l'allongement de rupture ϵ'_{ar} %.

Ces caractères sont définis à partir des résultats d'essais de traction effectués dans les conditions précisées à l'annexe B 221. Les valeurs à introduire dans les calculs de résistance dépendent de la forme de la garantie et de la convention adoptée pour l'interprétation des résultats d'essais (1,18).

Dans les présentes règles, σ'_e et σ'_{ar} sont exprimées en kgf/cm^2 , sauf indication contraire.

1,121 Pour tout produit faisant l'objet d'une fiche d'homologation, celle-ci indique obligatoirement :

1° la garantie du Producteur, laquelle porte (règle 1,100) :

— soit sur la distribution statistique des valeurs de σ'_e , σ'_{ar} et ϵ'_{ar} résultant des essais intérieurs des usines de production,

— soit sur les valeurs minimales σ'_{eg} , σ'_{ar} et ϵ'_{ar} de la limite d'élasticité, de la résistance à la traction et de l'allongement de rupture;

2° la convention adoptée pour l'interprétation des essais de contrôle;

3° la valeur σ'_{ak} de la limite d'élasticité à prendre en compte dans les calculs de résistance, qui dépend à la fois de la forme de la garantie et de la convention adoptée pour l'interprétation des essais.

1,14 Normalement, les barres à haute limite d'élasticité seront utilisées comme armatures longitudinales tendues ou comprimées, les armatures transversales étant constituées par des barres dont la nuance doit permettre le façonnage.

Dans une poutre horizontale fléchie (et, plus généralement, dans toute pièce fléchie), il est permis d'utiliser :

— des barres à haute adhérence comme armatures longitudinales tendues inférieures ou supérieures, et des ronds lisses comme armatures longitudinales comprimées et comme barres de montage ;

— des barres à haute adhérence comme armatures longitudinales inférieures et des ronds lisses comme chapeaux ;

— ou, inversement, des barres à haute adhérence comme chapeaux et des ronds lisses comme armatures longitudinales inférieures.

1,122 Caractères qualitatifs

Ces caractères sont relatifs aux conditions dans lesquelles l'acier peut être façonné. Ils ne sont définis par les présentes règles et les fiches d'homologation que pour les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Ils sont alors contrôlés par des essais de pliage dans le cas des ronds lisses et par de tels essais, accompagnés d'essais de pliage-dépliage dans le cas des barres à haute adhérence. Les essais en cause sont effectués dans les conditions prévues à l'annexe B 222.

1,13 CARACTÈRES D'ADHÉRENCE

L'aptitude d'une barre à rester solidaire du béton qui l'entrobe en dépit des forces qui tendent à la faire glisser dans le sens de son axe dépend notamment de la forme de sa surface latérale. Du point de vue de la résistance de la barre au glissement dans le béton qui l'entrobe, la forme de la surface latérale de la barre est caractérisée par deux coefficients sans dimensions η et η_a . Le premier qui intervient dans les calculs relatifs à la fissuration est appelé *coefficient de fissuration*, le second utilisé dans les calculs relatifs aux scellements et aux contraintes d'adhérence admissibles est appelé *coefficient de scellement*.

Les coefficients η et η_a sont tous les deux égaux à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage, à condition qu'au moment du bétonnage leurs surfaces latérales soient propres et ne présentent pas de pellicules non adhérentes de rouille.

Les valeurs de η et η_a relatives aux aciers autres que les ronds lisses laminés sont données par les fiches d'homologation de ces aciers.

1,14 JUXTAPOSITION D'ARMATURES DE FORMES ET NUANCES DIFFÉRENTES

En principe, et à défaut de justification spéciale, dans un élément déterminé, des armatures ayant la même direction et subissant la même déformation unitaire, seront toutes de même type et de même nuance.

L'emploi de barres à haute adhérence comme chapeaux est recommandé, en raison de la longueur relativement faible de ces armatures et de l'importance des contraintes d'adhérence auxquelles elles sont soumises.

Dans les hourdis, il est recommandé, sauf justifications spéciales, de ne pas employer de barres à haute adhérence dont le diamètre nominal serait supérieur au huitième de l'épaisseur du hourdis.

Il est expressément recommandé d'utiliser des ronds lisses en acier doux comme barres en attente susceptibles d'être façonnées alors qu'elles sont en partie engagées dans du béton durci et comme étriers de levage des pièces préfabriquées, quand ces étriers sont ancrés dans le béton.

• L'attention est appelée sur ce que la règle 6,20 interdit l'emploi sur un même chantier de ronds lisses de même diamètre et de nuances différentes.

D'une manière générale, il y a intérêt à utiliser sur un même chantier un nombre aussi réduit que possible de diamètres de barres. Souvent on pourra se contenter de quatre ou cinq diamètres.

1,15 ESSAIS DES ACIERS

1,151 Essais de réception en usine

-1 A moins que le Cahier des charges particulier ne le demande expressément, les aciers, étant livrés avec garantie du Producteur, ne font pas l'objet d'essais de réception.

-2 Dans le cas exceptionnel où le Cahier des charges particulier impose des essais de réception, la composition des lots sera faite dans les conditions fixées ci-après :

Les barres sont présentées en recette à l'état de livraison, groupées par lots de même diamètre nominal, le poids de chaque lot étant :

a) pour les produits groupés par coulée : au maximum le poids de la coulée ;

b) pour les produits non groupés par coulée :

— de 10 tonnes au plus pour les livraisons dépassant ce tonnage par diamètre nominal,

— du tonnage par diamètre nominal, lorsqu'il est inférieur à 10 tonnes.

-3 Les éprouvettes sont prélevées contradictoirement.

1,152 Essais de contrôle en usine

Dans le cas général où des essais de réception ne sont pas imposés par le Cahier des charges particulier, le Maître de

1,16113 Avec les notations figurant dans le présent article, on a pour n essais :

$$C_m = \frac{C_1 + C_2 + \dots + C_n}{n} \quad \text{et} \quad \delta = \frac{1}{C_m} \sqrt{\frac{\sum (C_m - C_i)^2}{n}}$$

• Pour l'évaluation de C_m et δ , on doit donc faire intervenir les résultats de la première épreuve et ceux de l'épreuve complémentaire.

l'œuvre ou le Constructeur conserve la faculté de procéder à des essais de contrôle en usine de la qualité des produits qui lui sont livrés.

Les conclusions à tirer de ces essais sont les mêmes qu'en cas de réception prévue par le Cahier des charges particulier. Pour la composition des lots et le mode de prélèvement des éprouvettes, on procédera donc de la même manière que dans ce dernier cas.

1,153 Essais de contrôle sur éprouvettes prélevées après livraison

Les résultats des essais de contrôle sur éprouvettes prélevées après livraison ne pourront être opposés au Producteur que si lesdites éprouvettes ont été :

- prélevées contradictoirement,
- essayées par un laboratoire agréé par le Maître de l'œuvre, le Constructeur et le Producteur.

1,16 NOMBRE DES ÉPROUVETTES ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DES ESSAIS

1,161 Caractères quantitatifs

- 1 CAS OÙ LA GARANTIE PORTE SUR UNE DISTRIBUTION STATISTIQUE

-11 Le nombre des essais de traction sera égal à 5 par lot, qu'il s'agisse d'essais de réception ou d'essais de contrôle.

-12 Si chacune des valeurs d'un caractère résultant des essais est au moins égale à la quantité $C_{me} (1 - 2\delta_g)$, C_{me} et δ_g désignant respectivement la moyenne arithmétique et l'écart quadratique moyen relatif garantis par le Producteur, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne le caractère considéré.

-13 Dans le cas contraire, on pourra procéder à une épreuve complémentaire en prélevant et en essayant cinq nouvelles éprouvettes; si le Producteur le demande, l'épreuve complémentaire pourra être effectuée sur un nombre d'éprouvettes supérieur à 5. On calculera alors la quantité $C_m (1 - 2\delta)$ où :

- C_m désigne la moyenne arithmétique des résultats relatifs à toutes les éprouvettes essayées,
- δ l'écart quadratique moyen relatif de ces résultats,
- 2 un coefficient sans dimensions dont la valeur est fixée par la fiche d'homologation.

Les n valeurs particulières C_1 , C_2 , ..., C_n résultant de la totalité des essais effectués étant rangées dans l'ordre croissant, le

Producteur aura la faculté de calculer les différentes valeurs de $C_m(1-\kappa\delta)$ obtenues en prenant successivement en compte les ensembles $C_1 C_2 \dots C_n, C_1 C_2 \dots C_{n-1}, C_1 C_2 \dots C_{n-2}$, etc., et de retenir le résultat le plus favorable. Toutefois, le nombre maximal de valeurs C_n, C_{n-1}, C_{n-2} , etc., qu'il est permis de ne pas prendre en compte dans l'évaluation de C_m et δ est limité à :

$$\frac{n-1}{2} \text{ si } n \text{ est impair}$$

$$\text{et } \frac{n-2}{2} \text{ si } n \text{ est pair.}$$

-14 a) Si à la suite de l'épreuve complémentaire, l'inégalité

$$C_m(1-\kappa\delta) > C_{mg}(1-2\delta_g)$$

est satisfaite, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne le caractère considéré.

b) Dans le cas contraire, conventionnellement, le lot sera réputé présenter la valeur $C_m(1-\kappa\delta)$ pour le caractère considéré.

-2 CAS OÙ LA GARANTIE PORTE SUR LES VALEURS MINIMALES DES CARACTÈRES

-20 Dans ce cas, les présentes règles prévoient deux manières d'interpréter les résultats des essais.

-21 *Convention de l'épreuve complémentaire*

-210 Cette convention est applicable exclusivement aux produits faisant l'objet d'une fiche d'homologation, lorsque cette dernière le prévoit expressément.

-211 Le nombre des essais de traction sera égal à 5 par lot, qu'il s'agisse d'essais de réception ou d'essais de contrôle.

-212 Si toutes les valeurs d'un caractère résultant des essais sont au moins égales à la valeur minimale garantie, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne ce caractère.

-213 Dans le cas contraire, on procédera à une *épreuve complémentaire*, en prélevant et en essayant cinq nouvelles éprouvettes; si le Producteur le demande, l'épreuve complémentaire pourra être effectuée sur un nombre d'éprouvettes supérieur à 5.

On calculera alors comme indiqué en 1,161 -13 la quantité $C_m(1-\kappa\delta)$ en faisant état de la totalité des résultats des essais effectués.

a) Si la valeur de $C_m (1 - \kappa \delta)$ est au moins égale à la valeur minimale garantie, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne le caractère considéré.

b) Si la valeur de $C_m (1 - \kappa \delta)$ est inférieure à la valeur minimale garantie, conventionnellement le lot sera réputé présenter la valeur $C_m (1 - \kappa \delta)$ pour le caractère considéré.

22 Convention de la contre-épreuve

220 Cette convention est applicable à tous les produits sidérurgiques, à moins d'indication contraire de la fiche d'homologation quand il en existe une.

221 Le nombre des essais de traction sera égal à deux par lot, qu'il s'agisse d'essais de réception ou d'essais de contrôle.

222 Si pour un caractère, les deux valeurs résultant des essais sont au moins égales à la valeur minimale garantie, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne ce caractère.

223 Dans le cas contraire, on procédera à une contre-épreuve, en prélevant et en essayant pour chaque valeur trouvée inférieure à la valeur minimale garantie, deux nouvelles éprouvettes. Si le Producteur le demande, et dans ce cas seulement, les deux éprouvettes pourront être prélevées sur les barres ayant fourni les éprouvettes défectueuses.

a) Si toutes les valeurs résultant de la contre-épreuve sont au moins égales à la valeur minimale garantie, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne ce caractère.

b) Dans le cas contraire, le lot sera réputé inacceptable en ce qui concerne le caractère considéré.

1,162 Caractères qualitatifs

0 Le nombre des essais de pliage, ou de pliage-dépliage s'il y a lieu, sera égal à :

2 par lot dans le cas où les essais de traction sont éventuellement soumis à une contre-épreuve ;

5 par lot dans le cas où les essais de traction sont éventuellement soumis à une épreuve complémentaire.

1 Si pour un caractère déterminé toutes les éprouvettes remplissent les conditions prévues, le lot sera réputé acceptable en ce qui concerne ce caractère.

2 Dans le cas contraire, on procédera à une contre-épreuve en recommençant les essais sur un nombre d'éprouvettes égal à celui de la première série d'essais.

Si cette deuxième série d'essais ne satisfait pas aux

conditions prévues, le lot sera réputé inacceptable en ce qui concerne le caractère considéré.

1,17 CONDITIONS DE RÉCEPTION D'UN LOT

1,171 Un lot sera reçu s'il résulte des essais qu'il est réputé acceptable relativement à tous les caractères sur lesquels porte la garantie. Dans le cas où cette conclusion sera acquise grâce aux résultats d'une contre-épreuve, toutes les barres d'où provenaient les éprouvettes présentant un caractère inférieur à la valeur minimale garantie seront rebutées.

1,172 En cas d'épreuve complémentaire, tout lot pour lequel les essais de réception ou de contrôle font apparaître que la valeur $C_m(1 - \alpha\delta)$ d'un caractère quantitatif est inférieure soit à la valeur $C_{mg}(1 - 2\delta_g)$ si la garantie porte sur la distribution statistique, soit à la valeur minimale garantie dans le cas contraire, sera en principe refusé.

Il pourra éventuellement être accepté par le Maître de l'œuvre, à condition de prendre en compte dans les calculs de résistance la valeur conventionnelle $C_m(1 - \alpha\delta)$ du caractère, telle qu'elle résulte des essais de réception ou de contrôle.

1,18 VALEURS DES CARACTÈRES QUANTITATIFS A PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE

1,181 Quand on connaît exactement l'origine des aciers, ces valeurs sont :

- 1 Pour les produits ne faisant pas l'objet d'une fiche d'homologation, les valeurs minimales garanties telles qu'elles sont définies par les normes en vigueur ou à l'annexe B 2 (B 2112).

- 2 Pour les produits faisant l'objet d'une fiche d'homologation :

— quand la garantie porte sur des valeurs minimales et quand la fiche d'homologation prévoit en cas d'essais éventuels de réception ou de contrôle que ceux-ci seront interprétés :

1^o selon la convention de la contre-épreuve : les 95/100 des valeurs minimales garanties;

2^o selon la convention de l'épreuve complémentaire : les 100/100 des valeurs minimales garanties, à moins que la règle 1,172 ne soit applicable.

— quand la garantie porte sur la distribution statistique (moyenne arithmétique C_{mg} , écart quadratique moyen relatif δ_g) : les valeurs de $C_{mg}(1 - 2\delta_g)$ à moins que la règle 1,172 ne soit applicable.

1,182 Quand les aciers proviennent de stocks dont on ne peut connaître exactement l'origine, celui qui en décide l'emploi fixe sous son unique responsabilité les valeurs des caractères quantitatifs à prendre en compte dans les calculs de résistance. Quand ces valeurs ne sont pas fixées par le Maître de l'œuvre, celui-ci a la faculté d'exiger des essais de contrôle; il précise alors la convention relative à l'interprétation des résultats de ces essais.

1,183 Dans les cas où :

— des armatures sont écrouies sur chantier avant ou après mise en place,

— des armatures peuvent être portées en service à des températures en dehors de l'intervalle (-20°C , $+200^{\circ}\text{C}$),

— des armatures peuvent être soumises en service à des effets de fatigue,

on devra justifier spécialement les valeurs des caractères quantitatifs à prendre en compte dans les calculs de résistance.

1,19 PRISE EN CHARGE DES FRAIS D'ESSAIS

1,191 Essais de contrôle en usine

— 1 Dans le cas où aucune réception n'est prévue par le Cahier des charges particulier et où cependant le Maître de l'œuvre ou le Constructeur fait procéder à des essais, les frais occasionnés par ces essais sont, à moins de convention particulière contraire, à la charge de celui qui les demande.

— 2 Si les résultats n'entraînent pas acceptation, on aura la faculté de faire application des dispositions des articles 1,16113, ou 1,161213 ci-dessus, les frais occasionnés par ces essais supplémentaires étant à la charge de celui qui les aura demandés.

1,192 Essais de contrôle d'aciers provenant de stocks

Dans le cas où, en application de la règle 1,182, le Maître de l'œuvre fait procéder à de tels essais, il convient de se reporter pour la prise en charge des frais de ces essais aux conditions générales prévues par les normes en vigueur ou à celles du Cahier des charges particulier.

1,2 BÉTON

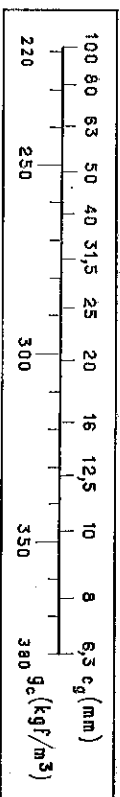
1,21 COMPOSITION DU BÉTON

Le béton sera composé de ciment, de granulats et d'eau conformes aux normes en vigueur. En cas d'emploi de tout produit

1,22 Le retrait des bétons à base de ciment d'une classe supérieure à celle prévue devra être déterminé expérimentalement; on tiendra compte de sa valeur.

1,23 Les dosages suivants sont recommandés :

- a) pour du béton utilisé en masses importantes, avec emploi de gros granulats et faible pourcentage d'armatures : 250 kgf/m^3 ;
 - b) pour du béton courant contrôlé et non exposé aux intempéries ou à des actions agressives : 300 kgf/m^3 ;
 - c) pour du béton de fabrication peu contrôlée ou pour les éléments non protégés (charpente, ossature apparente, etc.) : 350 kgf/m^3 ;
 - d) pour du béton destiné à des ouvrages en atmosphère agressive : 400 kgf/m^3 .
- Ces dosages pourront être pris comme base dans le cas où l'on utilise des granulats roulés.
- Les valeurs minimales du dosage sont données en fonction de c_g par l'échelle fonctionnelle ci-dessous :



On ne devra jamais perdre de vue le fait que l'emploi de dosages élevés, supérieurs d'au moins 10% aux valeurs minimales fixées ci-dessus, constitue la garantie la plus efficace contre l'attaque du béton et la corrosion des armatures.

(air occlus, plastifiant, antigel, etc.) destiné à modifier certaines de ses qualités, il y aura lieu de fournir des justifications spéciales quant à la résistance et à la durabilité du béton.

1,22 CLASSE DU CIMENT

Les présentes règles visent principalement les bétons à base de ciment de la classe 250/315 ⁽¹⁾.

Les ciments des classes autres que celle prévue peuvent être utilisés à condition qu'ils présentent les qualités requises pour l'emploi envisagé.

1,23 DOSAGE EN CIMENT

Par définition, le dosage g_c est le poids, exprimé en kilogrammes, du ciment utilisé par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour la détermination du dosage, il sera tenu compte, non seulement de la résistance à obtenir, mais des risques de détérioration du béton ou des armatures sous l'effet des agents extérieurs.

En aucun cas le dosage g_c ne devra être inférieur à $\frac{550}{\sqrt{c_g}}$, c_g étant la dimension maximale des granulats, définie par les normes en vigueur et exprimée en millimètres.

⁽¹⁾ En cas de révision des normes relatives aux ciments, il conviendrait de remplacer partout dans le texte les nombres 250/315, 315/400, etc., par ceux qui seraient fixés par les nouvelles normes pour les ciments correspondant à ceux des normes en vigueur à la date de la publication des présentes règles.

1,24 La dimension maximale c_g des granulats, telle qu'elle est définie par les normes en vigueur, sera conditionnée notamment par l'espacement des armatures ou des files d'armatures. Dans les cas courants de mise en œuvre, pour qu'un enrobage correct soit possible, il faut en général que :

$$c_g \leq \frac{5}{6} c_1$$

c_1 désignant l'espace libre horizontal entre deux armatures contiguës ou deux files d'armatures contiguës.

Dans le cas d'éléments de faible épaisseur, il est recommandé d'avoir :

$$c_g \leq \frac{h_o}{3},$$

pour un voile d'épaisseur h_o , bétonné entre deux coffrages ; toutefois, dans les pièces très armées, il sera souvent nécessaire de descendre au-dessous de cette valeur ;

$$c_g \leq \frac{h_o}{2},$$

pour un hourdis d'épaisseur h_o , dont la face inférieure seule est coffrée.

Ces conditions pourront être modifiées s'il s'agit de travaux très soignés, en particulier dans le cas de pièces exécutées en atelier ; elles sont en principe applicables seulement au cas où $c_g \leq 25$ mm.

1,25 Il ne faut jamais perdre de vue que la résistance à la traction du béton est une qualité au moins aussi importante que sa résistance à la compression. Au surplus, un béton peut présenter une bonne résistance à la compression alors que sa résistance à la traction est anormalement faible. Au contraire, il n'a jamais été constaté qu'un béton ayant une bonne résistance à la traction n'ait pas aussi une bonne résistance à la compression.

• Les ouvrages dans lesquels les armatures sont associées à du béton de granulats légers ou du béton présentant des résistances inférieures aux résistances minimales indiquées devront être étudiés spécialement en s'inspirant des principes des présentes règles et de données expérimentales de valeur certaine.

1,24 COMPOSITIONS GRANULAIRES DU BÉTON

Les compositions granulaires du béton seront déterminées expérimentalement, en vue d'assurer, compte tenu des conditions de mise en œuvre :

- les résistances mécaniques escomptées ;
- l'enrobage correct des aciers ;
- la durabilité du béton.

Les compositions granulaires ainsi choisies seront respectées en exécution.

1,25 CARACTÈRES MÉCANIQUES

Le béton sera caractérisé, au point de vue mécanique, par sa résistance à la compression σ_j et sa résistance à la traction σ'_j mesurées à j jours d'âge. σ_j sera déterminée par des essais de compression sur éprouvettes cylindriques et σ'_j par des essais de flexion sur éprouvettes prismatiques, dans les conditions fixées à l'annexe B 3. Dans les présentes règles, σ_j et σ'_j sont exprimées en kgf/cm².

Les présentes règles ne concernent pas les ouvrages dont le béton est à base de granulats légers ni ceux dont le béton aurait à 28 jours d'âge des résistances inférieures à 150 kgf/cm² en compression et 15 kgf/cm² en traction.

1,26 ESSAIS DES BÉTONS

1,261 Essais résultant d'études préalables du béton avant a mise en œuvre

Si des études préalables du béton avant la mise en œuvre sont effectuées en vue de la construction d'un ouvrage, elles porteront sur du béton confectionné avec le ciment, les granulats, l'eau et, éventuellement, les adjuvants qu'on se propose d'utiliser.

Les résistances mécaniques à prévoir dans les calculs et à obtenir en exécution seront celles découlant des essais à 28 jours d'âge du béton ayant la composition retenue pour l'exécution.

1,262 A titre de simple indication, on pourra admettre que pour les bétons à base de ciment de la classe 250/315, la vitesse de durcissement désignée par l'unité à + 15° C devient approximativement égale à 0,5 à + 5° C, 1,5 à 25° C et 2 à + 35° C.

On pourra aussi admettre, pour les mêmes bétons, que les résistances à la compression et à la traction à 7 jours des éprouvettes de contrôle conservées à la température journalière moyenne de + 15° C sont respectivement les $\frac{69}{100}$ et les $\frac{78}{100}$ des résistances à 28 jours.

1,263 L'interprétation des résultats des essais effectués sur des éprouvettes de béton prévues lors de la mise en œuvre soulève des difficultés de deux ordres :

a) la dispersion des résultats, même dans les conditions optimales d'homogénéité dans la fabrication du béton, de régularité dans la confection des éprouvettes, de perfection dans l'exécution des essais, fait qu'il est nécessaire de procéder à un nombre important d'essais pour permettre de déterminer une résistance moyenne ayant une réelle valeur statistique ;

b) la résistance moyenne ainsi déterminée, même sur un nombre élevé d'essais, ne correspond pas obligatoirement à la résistance moyenne du béton en œuvre, ainsi que cela a été souvent constaté, en raison notamment de l'importance plus grande de l'effet de paroi dans les moules de faibles dimensions et de la difficulté d'obtenir pour le béton des éprouvettes un serrage analogue à celui du béton de l'ouvrage.

Il paraît défectueux dans ces conditions de donner une interprétation trop stricte de résultats d'essais en nombre limité, comme c'est souvent le cas d'essais de contrôle portant sur trois ou quatre prélèvements d'un même béton, à un âge déterminé.

En particulier, on ne perdra pas de vue le fait que, dans l'essai de flexion utilisé pour déterminer la résistance à la traction, la rupture n'intéressant qu'une seule section de l'éprouvette, la dispersion est en général plus forte que dans l'essai de compression dans lequel la rupture fait intervenir la totalité ou une partie importante du volume de l'éprouvette.

Il est généralement reconnu que les essais de contrôle inicient le personnel des chantiers à porter une certaine attention aux conditions de confection du béton et, à ce titre-là, ils ont déjà un intérêt indiscutable. Les essais à court terme permettent, de plus, d'obtenir

1,262 Essais de contrôle

Lorsque des essais de contrôle doivent être effectués soit parce que le Maître de l'œuvre en a prescrit, soit parce que les résistances mécaniques introduites dans les calculs dépassent celles indiquées en 1,264 pour les bétons non contrôlés, on procédera comme l'indique la règle 6,34.

Les essais de contrôle auront lieu en principe lorsque le béton aura 28 jours d'âge. Si les conditions d'exécution exigent un décoffrage dans un délai relativement court, on fera les essais nécessaires pour s'assurer qu'à la date du décoffrage le béton a la résistance voulue.

Lorsque la température journalière moyenne s'écartera notablement de + 15° C pendant la durée de conservation des éprouvettes, il conviendra d'en tenir compte pour fixer l'âge du béton au moment des essais.

1,263 Prise en considération des résultats des essais

A un âge déterminé, le nombre d'éprouvettes soumises aux essais de compression et celui des éprouvettes soumises aux essais de flexion devra être au moins égal à :

— 12 pour les essais préalables ⁽¹⁾ ;

— 3 pour les essais de contrôle.

Lorsque le nombre des éprouvettes sera au moins égal à 12, conventionnellement on adoptera comme valeur de la résistance servant de base à la détermination des contraintes admissibles, la moyenne arithmétique des valeurs relatives à chaque éprouvette ⁽²⁾ diminuée des huit dixièmes (8/10) de leur écart quadratique moyen. Il revient pratiquement au même de prendre comme valeur de la résistance la moyenne arithmétique des résultats d'essais inférieurs à la médiane de l'ensemble des résultats.

Lorsque des essais de contrôle feront ressortir des résistances correspondant à des contraintes admissibles inférieures à celles requises, il conviendra — à moins que de tels résultats ne soient observés que tout à fait exceptionnellement — de procéder à un contrôle systématique de la qualité du béton en œuvre.

⁽¹⁾ Ce nombre doit être porté à 20 quand on se propose de réaliser des bétons devant présenter des caractères supérieurs d'au moins 20 % à ceux des bétons contrôlés visés à l'article 1,264.

⁽²⁾ En principe, lorsqu'une éprouvette de flexion se rompt en dehors de la zone sollicitée en flexion circulaire, le résultat de l'essai ne doit pas être pris en compte dans l'évaluation de la moyenne, à moins que le moment fléchissant sollicitant la section de rupture puisse être évalué avec précision et que sa valeur soit introduite dans la formule donnant σ_f .

des indications sur l'évolution du durcissement et, corrélativement, sur les délais de décoffrage.

En revanche, constructeurs et contrôleurs se sont souvent trouvés en face du problème suivant : des essais sur prélèvements ayant donné des résultats insuffisants, l'ouvrage peut-il être conservé, doit-il être renforcé, ou bien doit-il être reconstruit ? Si une telle situation se présente, il est nécessaire de procéder à un contrôle systématique de la qualité du béton en œuvre, par exemple par auscultation dynamique. Un tel contrôle est d'autant plus indispensable que les contraintes admissibles en compression des pièces fléchies ont été notablement majorées par rapport aux valeurs fixées dans les règlements antérieurs. Quand la qualité du béton inspire des doutes, il peut également être intéressant de procéder à une épreuve par chargement direct de l'ouvrage.

1,264 Il va de soi que les résistances ainsi admises doivent être obtenues lors de l'exécution.

1,264 Résistances mécaniques à admettre à défaut d'études préalables du béton avant la mise en œuvre

Les résistances à admettre à défaut d'études préalables du béton avant la mise en œuvre sont, respectivement pour les bétons non ou peu contrôlés et pour ceux faisant au contraire l'objet d'un contrôle suivi, celles indiquées par le tableau ci-dessous :

Dosage	Bétons non contrôlés		Bétons contrôlés	
	σ_{28}	σ'_{28}	σ_{28}	σ'_{28}
250	150	15	180	18
300	190	17	230	20,5
350	225	18,5	270	22
400	250	20	300	24

La prise en compte dans les calculs des résistances indiquées pour les bétons contrôlés ou de résistances supérieures implique :

— que des essais de contrôle soient effectués pendant toute la durée des travaux ;

— que le dosage, la composition granulairé et la teneur en eau initialement prévus soient, au besoin, modifiés en cours d'exécution des travaux, afin que soient obtenues les résistances mécaniques, la compacité et la maniabilité escomptées

2,0 Les cas où l'on peut se dispenser de prendre en compte les effets du retrait et des variations de température sont énumérés en 3,140. Les règles NV en vigueur précisent les conditions dans lesquelles doivent être envisagées les actions de la neige et du vent.

Il est rappelé que les contraintes admissibles pour une construction provisoire ou une construction définitive pour laquelle la qualité normale ne serait pas requise sont égales à celles admissibles pour la même construction supposée définitive et de qualité normale, multipliées par un coefficient de majoration défini contractuellement et au plus égal à 1,25.

• Il importe de noter qu'il est toujours nécessaire, non seulement de s'assurer que les contraintes ne dépassent pas en service les limites prescrites, mais encore d'appliquer la règle 3,25 relative à la vérification de la sécurité à l'égard des surcharges.

2,11 Les armatures des constructions en béton armé n'étant jamais exposées à la rupture par cisaillement, il suffit de fixer les contraintes de traction et de compression admissibles.

2 CONTRAINTES ADMISSIBLES

2,0 RÈGLES GÉNÉRALES

Les contraintes calculées en application des présentes règles ne doivent, en aucun point d'une construction définitive de qualité normale, dépasser les contraintes admissibles définies ci-après en 2,1, 2,2 et 2,34 lorsque cette construction supporte les effets :

- de la charge permanente,
- du retrait et des variations de température,
- des surcharges d'exploitation statiques et dynamiques, majorées de 20 % en application de la règle 3,123 et disposées de la manière la plus défavorable à l'égard de la contrainte considérée.

La sollicitation correspondante, symboliquement représentée par l'expression $(G_1) + (G_2) + 1,2 (P_1) + 1,2 (P_2)$, est désignée par (Z_1) .

Lorsque la construction supporte en outre les effets de la neige et du vent, sa sollicitation, symboliquement représentée par $(Z_1) + (P_2)$, est désignée par (Z_2) ; les contraintes déterminées par (Z_2) ne devront en aucun point dépasser les 9/8 des limites définies en 2,1, 2,2 et 2,34, les contraintes déterminées par (Z_1) ne dépassant pas elles-mêmes ces limites.

2,1 ACIER

2,11 CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE

La contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}'_a$ de l'acier sera la plus petite des deux limites $\bar{\sigma}'_1$ et $\bar{\sigma}'_2$ imposées : la première, par les caractères mécaniques de l'acier et du béton ainsi que la nature des sollicitations, la seconde, par les conditions de fissuration du béton :

$$\bar{\sigma}'_a \leq \text{Min } (\bar{\sigma}'_1, \bar{\sigma}'_2)$$

Par exception, dans le cas particulièrement fréquent des pièces soumises à la flexion simple, la contrainte de traction $\bar{\sigma}'_a$

2,111 La limite imposée par les caractères mécaniques de l'acier et ceux du béton et la nature des sollicitations n'intervient seule que dans les cas où l'ouverture des fissures ne doit pas être strictement limitée, par exemple quand il n'y a pas de risque de détérioration du béton ou de corrosion de l'acier.

2,1111 L'adoption d'une valeur unique de ρ'_a conduirait à des valeurs par trop variables du coefficient de sécurité d'utilisation γ_{ex} . Ainsi, pour une suspenso sollicitée en traction simple, munie d'armatures en acier doux présentant un palier de ductilité marqué, on a :

$$\gamma_{ex} = \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}_1}$$

tandis que, pour une pièce de section rectangulaire soumise à la flexion circulaire et dont la résistance ultime n'est pas limitée par celle du béton comprimé, le calcul à rupture montre que l'on a approximativement,

admissible pour les armatures longitudinales tendues sera égale aux deux tiers de la limite d'élasticité σ'_{ak} à introduire dans les calculs de résistance :

$$\sigma'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{ak}$$

sous réserve que soient réalisées les conditions suivantes :

1° ces armatures ont un diamètre au plus égal à la valeur exprimée en millimètres par le même nombre que :

— h_0 , pour les hourdis dont l'épaisseur exprimée en centimètres est égale à h_0 ;

— les $\frac{3}{m}$ de la largeur du béton au niveau du centre de gravité de l'ensemble des armatures tendues des pièces prismatiques, exprimée en centimètres, m étant le nombre de barres par nappe, limité à l'entier égal ou immédiatement inférieur au $1/6$ de ladite largeur ;

2° la contrainte de traction admissible du béton, définie en 2,22 est supérieure à $\frac{7,5 \sigma'_{ak}}{1\,600 + \sigma'_{ak}}$;

3° les enrobages minimaux prévus en 2,31 sont observés ;

4° la fissuration est peu nuisible et ne compromet ni la conservation des armatures, ni la durée de l'ouvrage, ni son aspect.

111 Limite imposée par les caractères mécaniques de l'acier, ceux du béton et la nature des sollicitations

Cette limite $\bar{\sigma}'_1$ est une fraction ρ'_a de la limite d'élasticité σ'_{ak} à prendre en compte dans les calculs de résistance, dépendant de la nature de la sollicitation à laquelle l'élément est soumis, de sa forme, du rôle de l'armature considérée et, enfin, de la qualité du béton utilisé :

$$\bar{\sigma}'_1 = \rho'_a \cdot \sigma'_{ak}$$

— 1 On prendra :

— $\rho'_a = \frac{3}{5}$ pour les armatures longitudinales des pièces pouvant être considérées comme soumises à la traction simple, telles que tirants, suspentes, membrures, diagonales ou montants tendus des poutres en treillis, etc., pour les cerces des tuyaux, réservoirs ou silos cylindriques, etc. À moins de justifications spéciales, la même valeur sera adoptée dans tous les cas autres que ceux énumérés ci-dessous.

— $\rho'_a = \frac{3}{5} \left(1 + \frac{1}{9} \left| \frac{\sigma_p}{f^2} \right| \right)$ pour les armatures longitudinales

pour des armatures en acier doux présentant un palier de ductilité marqué :

$$\gamma_{ex} = 1,1 \frac{\sigma'_e}{\sigma'_1}$$

En application des règles énoncées, on aura
— dans le premier cas :

$$\gamma_{ex} = \sigma'_e : \frac{3}{5} \sigma'_{ak} = \frac{5}{3} \# 1,67$$

car, pour un acier doux, $\sigma'_e = \sigma'_{ak}$ ⁽¹⁾,
— et dans le second cas :

$$\gamma_{ex} = 1,1 \sigma'_e : \frac{2}{3} \sigma'_{ak} = \frac{3,3}{2} = 1,65$$

• L'expérience montre que la résistance ultime réelle à l'effort tranchant d'une pièce fléchie, qui, au cours d'un essai de charge-

les plus sollicitées des pièces prismatiques soumises à la flexion plane composée, la composante normale de la force extérieure étant une traction appliquée à l'intérieur du noyau central de la section transversale du béton seul.

e_o est l'excentricité de la force extérieure dans la section considérée. e_o est positive quand le point d'application C de la force extérieure est situé entre le centre de gravité G de la section du béton seul et son bord le moins tendu B, et négative dans le cas contraire. On aura donc toujours $e_o < 0$ dans le cas considéré où la flexion est accompagnée d'une traction.

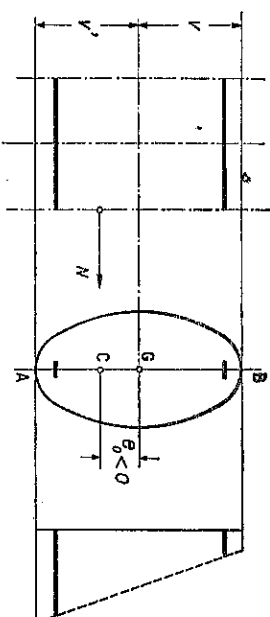


FIG. 1

r est la distance du centre de gravité de la section du béton seul à son bord le moins tendu B.

i est le rayon de giration de la section du béton seul relatif à l'axe central normal au plan de la flexion ⁽²⁾.

— $\rho'_a = \frac{2}{3}$ pour les armatures longitudinales tendues des

pièces prismatiques soumises à la flexion plane composée, la composante normale de la force extérieure étant une traction dont le point d'application se trouve en dehors du noyau central et pour les armatures longitudinales tendues des pièces prismatiques soumises à la flexion simple ou à la flexion composée, la composante normale de la force extérieure étant une compression.

— $\frac{1}{2} < \rho'_a < 1$ pour les armatures transversales des pièces

⁽¹⁾ Ainsi, pour une section rectangulaire de hauteur h_t , on prendra

$$\rho'_a = \frac{3}{5} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{|e_o|}{h_t} \right) \text{ pour } -\frac{h_t}{6} < e_o < 0$$

⁽²⁾ Voir annexe B 2113.

ment, petit par allongement excessif de ses armatures transversales, est supérieure à celle qui serait déduite du mode de calcul classique de ces armatures.

Il a été tenu compte de ce fait en adoptant pour ces dernières une valeur limite de ρ'_a supérieure à celle retenue pour les cas de traction simple.

2,1112 La règle énoncée impose que la qualité du béton aille de pair avec celle de l'acier.

Ainsi, si l'on veut utiliser pleinement un acier pour lequel on a $\sigma'_{ak} = 4\,000 \text{ kgf/cm}^2$, il faut que la contrainte de traction admissible du béton soit au moins égale à :

$$7,5 \times \frac{4\,000}{5\,600} = 5,3 \text{ kgf/cm}^2$$

Si elle n'atteignait que $4,5 \text{ kgf/cm}^2$, la contrainte de traction admissible de l'acier σ'_1 serait seulement celle autorisée pour un métal pour lequel on aurait :

$$\sigma'_{ak} = \frac{5\,600}{7,5} \times 4,5 = 3\,360 \text{ kgf/cm}^2$$

2,112 L'annexe C développe une théorie simplifiée de la fissuration et il sera toujours loisible d'employer les résultats qu'elle fournit. Quelle que soit la méthode utilisée, les calculs de fissuration n'ont de sens qu'à la double condition que les sollicitations réelles en service soient connues d'une façon suffisamment précise et que les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages soient au moins égales aux distances fixées en 2,31 pour les constructions définitives de qualité normale.

Lorsque la répartition des armatures dans la zone tendue est très variable, il sera souvent opportun de considérer séparément les zones de pourcentages très différents (par exemple : dans une poutre haute ou dans une poutre à talon, d'une part le faisceau des armatures de traction voisines de la face la plus tendue ou concentrées dans le talon et, d'autre part, les armatures réparties dans l'âme).

Lorsque les pièces fléchies sont hautes, minces et fortement armées en traction, il y aura lieu d'étudier spécialement les conditions de fissuration, comme indiqué en C 73.

prismatiques destinées à assurer la résistance à l'effort tranchant, que ces armatures soient des étriers ou des cadres, normaux ou non à la fibre moyenne, ou des armatures longitudinales pliées. Les valeurs de ρ'_a à adopter sont précisées en 4,23411.

— 2 Si σ'_b désigne la contrainte de traction admissible pour le béton, déterminée comme il est dit en 2,22, il est précisé que les limites ci-dessus indiquées s'entendent pour les cas où l'on a :

$$\sigma'_b \geq \frac{7,5 \sigma'_{ak}}{1\,600 + \sigma'_{ak}}$$

Si cette condition n'était pas remplie, les limites en cause devraient être affectées du coefficient de minoration

$$\frac{1\,600 + \sigma'_{ak} \sigma'_b}{7,5 \sigma'_{ak}}$$

En d'autres termes, la valeur de la limite d'élasticité à prendre en compte dans les calculs de résistance ne serait que de :

$$\frac{1\,600 + \sigma'_{ak} \sigma'_b}{7,5}$$

2,112 Limite imposée par les conditions de fissuration du béton

Cette limite σ'_2 varie en fonction des conséquences de la fissuration du béton sur la tenue de l'ouvrage dans ses conditions réelles de fonctionnement. A défaut d'autre justification, on pourra utiliser les règles simplifiées ci-après, qui sont applicables aux armatures longitudinales des tirants, poutres rectangulaires et à talon, voiles et coques tendus et notamment aux armatures des parois de réservoirs.

2,1121

Les dispositions qui favorisent la rupture du béton suivant des plans passant par les axes des barres voisines sont à éviter. A ce point de vue, les dispositions 1 et 2 sont nettement plus défavorables que la disposition 3. On devra donc, dans toute la mesure possible, répartir les barres et assurer à chacune un bon enrobage.



Fig. 2

2,1122 Des pourcentages effectifs faibles sont parfois rencontrés dans les voiles, hourdis, chaînages et corniches. A ces faibles valeurs de w'_i correspond une fissuration localisée qui peut donner lieu à des ouvertures inacceptables si pour une raison quelconque des déformations imposées à la pièce et non prises en compte dans les calculs (retrait, tassements, etc.) entraînent des contraintes élevées des armatures.

2,1123 Il y a généralement intérêt à choisir des barres de diamètres voisins. L'emploi des barres de petit diamètre est favorable.

- 1 SECTION D'ENROBAGE

Par définition, la section d'enrobage B'_i des barres tendues pour une pièce fléchie est la surface du béton tendu ayant même centre de gravité que les barres tendues prises en compte dans le présent calcul, les contenant toutes, délimitée par le périmètre de la section de béton tendu, et par une ou, s'il y a lieu, deux parallèles à l'axe neutre.

Pour une pièce soumise à la traction simple, la section d'enrobage se confond avec la section totale de la pièce.

- 2 POURCENTAGE EFFECTIF

Par définition, le pourcentage effectif est :

$$w'_i = \frac{100 A'}{B'_i}$$

A' désignant la section des barres tendues prises en compte dans le présent calcul et B'_i la section d'enrobage.

- 3 VALEUR DE $\bar{\sigma}'_2$

Cette valeur, exprimée en kgf/cm^2 , sera la plus grande des deux suivantes :

$$\bar{\sigma}'_2 = \frac{k\eta w'_i}{\Phi (10 + w'_i)}$$

$$\bar{\sigma}'_2 = 7,5 \sqrt{\frac{k\eta \bar{\sigma}'_b}{\Phi}}$$

Dans les deux expressions ci-dessus :

Φ désigne le diamètre nominal exprimé en millimètres de la plus grosse des barres tendues de la section d'enrobage,

η le coefficient de fissuration des barres. Ce nombre caractérise la qualité de la liaison entre les barres et le béton résultant des irrégularités de la surface latérale des ronds laminés et de son degré d'oxydation ou des saillies des barres à haute adhérence. Il est égal à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et prend pour les autres aciers les valeurs indiquées par la fiche d'homologation de chacun d'eux,

$\bar{\sigma}'_b$ la contrainte de traction admissible du béton exprimée en kgf/cm^2 ,

k une grandeur qui dépend des conséquences de la fissuration tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect.

• A titre d'exemple, on peut indiquer que :

$k = 150\ 000$ correspond aux éléments intérieurs des bâtiments en atmosphère normale,

$k = 100\ 000$ aux couvertures d'usines ou d'ateliers lorsque d'abords dans dégagements de vapeur d'eau y sont à prévoir et aux éléments exposés aux intempéries,

$k = 50\ 000$ aux parois de réservoirs aériens.

Si la tenue de l'ouvrage ou son aspect ne devraient pas souffrir d'une fissuration particulièrement ouverte (constructions provisoires), on pourrait prendre $k = 200\ 000$.

2,12 Les barres longitudinales dites « de montage », placées dans les zones comprimées des pièces fléchies, ne sont généralement pas reliées à la masse du béton par des ligatures transversales satisfaisant à la règle 2,352, et sont par suite considérées comme susceptibles de flamber. En conséquence, elles ne sont pas prises en compte dans les calculs. On pourra généralement admettre que, malgré le risque de flambage, de telles barres ne diminuent pas la résistance d'une pièce qui en comporte, à condition que chacune d'elles soit recouverte d'une épaisseur de béton au moins égale à deux fois son diamètre.

• L'adoption d'une contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_a$ égale aux deux tiers de σ'_{ak} suppose que la limite d'élasticité en compression σ_e de l'acier utilisé est au moins égale à $0,9\ \sigma'_e$, ce qui est vrai pour les aciers naturels et les aciers écrouis à froid d'emploi courant.

Pour des barres écrouies autres que celles habituellement employées, il conviendrait de déterminer expérimentalement les valeurs de σ_e et σ'_e .

On prendra :

$k = 150\ 000$

si la fissuration est peu nuisible et ne compromet ni la conservation des aciers, ni la durée de l'ouvrage,

$k = 100\ 000$

si la fissuration des zones tendues est préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, à l'eau ou à une atmosphère agressive ou bien parce qu'ils doivent servir de support à un revêtement fragile,

$k = 50\ 000$

si l'ouverture des fissures est très préjudiciable parce que les éléments considérés sont en contact avec l'eau ou exposés à un milieu particulièrement agressif ou bien parce qu'ils doivent assurer une étanchéité.

Lorsque l'une des faces des éléments est en contact permanent avec l'eau ou avec une atmosphère saturée de vapeur d'eau, le phénomène de gonflement du béton intervient d'une manière favorable en réduisant l'ouverture des fissures. Dans ce cas, on admettra que la contrainte admissible peut être majorée d'une quantité égale à $300\ \eta$ (en kgf/cm^2), c'est-à-dire que la valeur de $\bar{\sigma}'_2$ sera la plus grande des deux suivantes :

$$\bar{\sigma}'_2 = \frac{k\eta\ \bar{\sigma}'_1}{\Phi\ (10 + \bar{\sigma}'_1)} + 300\ \eta$$

$$\bar{\sigma}'_2 = 7,5\ \sqrt{\frac{k\eta\ \bar{\sigma}'_1}{\Phi}} + 300\ \eta$$

2,12 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

Les armatures placées dans les zones comprimées ne pourront être prises en compte dans les calculs de résistance qu'à la condition expresse qu'elles soient reliées à la masse du béton par des ligatures transversales satisfaisant à la règle 2,35121. Quand il en sera ainsi, la contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_a$ de l'acier sera prise égale aux deux tiers de la limite d'élasticité σ'_{ak} à introduire dans les calculs :

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\ \sigma'_{ak}$$

On s'assurera que les efforts pris en compte dans les barres peuvent effectivement leur être transmis.

2,20 La prise en considération des résistances mécaniques à 28 jours d'âge permet une réduction du délai antérieurement exigé pour apprécier la qualité du béton.

2,2 BÉTON

2,20 Les contraintes admissibles sont définies en fonction des résistances mécaniques acquises par le béton à 28 jours d'âge, déterminées par des études préalables ou estimées *a priori*.

2,21 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

La contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}_b$ des bétons à base de ciment de la classe 250/315 sera, en général, égale aux 30/100 de la résistance à la compression σ_{28} à 28 jours d'âge dans les pièces soumises à la compression simple et aux 60/100 de cette résistance dans les pièces à section rectangulaire ou assimilables, soumises à la flexion simple.

D'une manière plus précise, on prendra :

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_{28}$$

La valeur de la fraction ρ_b dépend :

- de la vitesse de durcissement du ciment utilisé,
- de l'efficacité du contrôle de la qualité du béton mis en œuvre,
- des dimensions des pièces,
- de la distribution des contraintes dans leurs sections transversales, liée aux formes de celles-ci et au mode de sollicitation.

On posera $\rho_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$ et on prendra :

- $\alpha = 1$ pour les bétons à base de ciment de la classe 250/315,
- $\alpha = \frac{5}{6}$ pour les bétons à base de ciment des classes 315/400 ou 355/550,
- $\beta = 1$ pour les bétons non contrôlés,
- $\beta = \frac{6}{5}$ pour les bétons faisant l'objet d'un contrôle suivi,
- $\gamma = 1$ pour les éléments dont l'épaisseur minimale exprimée en millimètres est au moins égale à quatre fois la dimension maximale c_g des granulats,
- $\gamma = \frac{h_m}{4c_g}$ pour ceux dont l'épaisseur minimale h_m , exprimée en millimètres, est inférieure à $4c_g$,
- $\delta = 0,30$ pour les pièces prismatiques soumises à la compression simple et, à moins de justifications spéciales, dans tous les cas autres que ceux visés ci-après ; on désignera par $\bar{\sigma}_b$ la contrainte correspondant à $\delta = 0,30$,

2,21 Si, à défaut d'études préalables du béton avant la mise en œuvre, on a admis les résistances mécaniques indiquées en 1,264 pour les bétons contrôlés, le coefficient β sera pris égal à l'unité ⁽¹⁾, l'adoption de cette valeur de β ne dispensant pas d'un contrôle suivi de la qualité du béton mis en œuvre.

• Dans le cas où la section transversale d'une pièce prismatique soumise à la compression simple est un rectangle dont la plus petite dimension est supérieure à $4c_g$, auquel sont accolées des saillies d'épaisseur inférieure à $4c_g$, il est loisible de ne pas tenir compte de ces saillies dans les calculs et de prendre alors $\gamma = 1$.

⁽¹⁾ En effet, les résistances admises pour les bétons contrôlés ont été déduites de celles admises pour les bétons non contrôlés en affectant ces dernières du coefficient 6/5.

• Les valeurs de δ indiquées sont applicables aux différents éléments d'une structure en treillis ou en échelle et non à l'ensemble de la structure.

Les valeurs de δ à prendre en compte diffèrent selon qu'il s'agit de pièces soumises à la compression simple ou à la flexion simple. Aucune adaptation ne se manifeste en effet au cours des essais à outrance de pièces simplement comprimées alors que le phénomène d'adaptation intervient dans les essais de pièces fléchies d'une manière qui dépend notamment de la forme de la section transversale.

$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_o \rho'}{3i^2} \right)$ pour les fibres les plus comprimées des pièces prismatiques sans évidements transversaux, soumises à la flexion plane composée, la composante normale de la force extérieure étant dans la section considérée une compression d'excentricité e_o par rapport au centre de gravité G de la section du béton seul au plus égale à $\frac{3i^2}{\rho'}$. ρ' désigne la distance au bord A le moins comprimé ou le plus tendu, suivant le cas, de l'axe central Gz de la section du béton seul perpendiculaire au plan de la flexion et i son rayon de giration par rapport à Gz; e_o est positive quand le centre de pression C se trouve du côté opposé à A par rapport à Gz ⁽¹⁾,

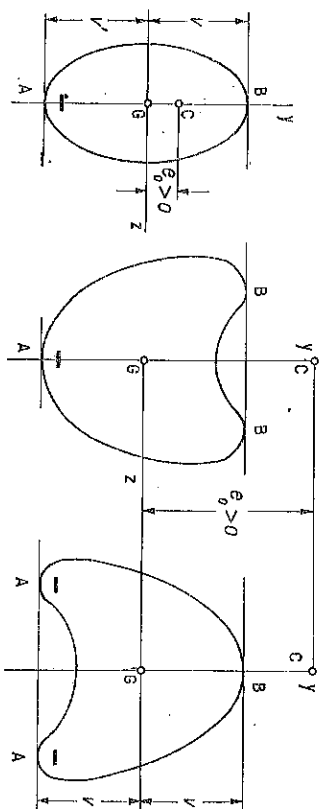


FIG. 3

$\delta = 0,60$ pour les fibres les plus comprimées des pièces prismatiques sans évidements transversaux, soit lorsque ces pièces étant fléchies dans un plan principal et comprimées l'excentricité de la force extérieure est supérieure à $\frac{3i^2}{\rho'}$, soit lorsqu'elles sont soumises à la flexion, plane ou gauche, accompagnée ou non de traction,

$0,30 < \delta < 1,20$ pour l'évaluation des pressions localisées admissibles selon les règles 3,44,

⁽¹⁾ Pour une section rectangulaire de hauteur h_t , on aura :

$$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{2e_o}{h_t} \right) \text{ pour } 0 \leq e_o < \frac{h_t}{2}$$

• Quand l'axe neutre se trouve dans l'épaisseur du hourdis comprimé d'une section en forme de T é, $s = 1$. Dans le cas particulier de la flexion simple, notamment, on a alors : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \cdot 0,60 \sigma_{28}$.

2,22 Le fait de définir une contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_b$ du béton n'entraîne pas l'obligation de limiter à cette valeur les contraintes de traction du béton calculées en prenant en considération les sections rendues homogènes (3,212).

2,31 Les distances indiquées ont les valeurs strictement suffisantes pour permettre le remplissage de tous les vides par le béton et pour assurer la protection des armatures contre les agents extérieurs. Les conditions de fissuration (2,112) ou d'ancrage (2,35, 2,36) pourront conduire à adopter des valeurs supérieures.

$s = 1$ pour les fibres les plus comprimées de toute pièce fléchie ne comportant pas une table de compression prise en compte dans les calculs, ou celles de toute pièce fléchie pourvue d'une table de compression d'épaisseur h_0 prise en compte dans les calculs, si la hauteur de béton comprimé x est au plus égale à h_0 , ainsi que pour les pièces sollicitées en compression simple,

$1/2 < s < 1$ si, pour une pièce pourvue d'une table de compression d'épaisseur h_0 prise en compte dans les calculs, x est supérieure à h_0 . La valeur de s sera déterminée dans chaque cas par la condition que la contrainte moyenne de la zone comprimée de chaque section transversale n'exécède pas la contrainte admissible en compression simple.

Les valeurs de α indiquées sont applicables quand les contraintes maximales ne sont atteintes qu'après 90 jours de durcissement du béton. Elles devraient éventuellement être diminuées s'il en était autrement. Au contraire, elles pourraient être majorées, sous réserve de justification, lorsque les contraintes maximales s'exercent tardivement sur des bétons à base de ciment à durcissement lent et prolongé.

2,22 CONTRAINTÉ DE TRACTION ADMISSIBLE

La contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_b$ des bétons à base de ciment de la classe 250/315 sera, en général, égale aux 30/100 de la résistance à la traction σ'_{28} du béton à 28 jours d'âge.

D'une manière plus précise, on prendra :

$$\bar{\sigma}_b = \rho'_b \sigma'_{28}$$

avec $\rho'_b = 0,30 \alpha \beta \gamma$, les coefficients α, β, γ ayant les valeurs indiquées en 2,21.

La contrainte $\bar{\sigma}_b$ ainsi définie intervient notamment dans les calculs relatifs à la limitation de la contrainte de l'acier en fonction de la fissuration (2,1123), à la valeur de la contrainte d'adhérence admissible (2,34) et à la résistance à l'effort tranchant (4,23411).

2,3 ASSOCIATION ACIER-BÉTON ET JONCTION DIRECTE DES BARRES

2,31 DISTANCES MINIMALES DES ARMATURES ENTRE ELLES ET AUX PAROIS DES COFFRAGES

Les distances minimales des armatures entre elles et aux parois des coffrages dépendent du diamètre de ces armatures

Par contre, dans les ouvrages provisoires et les ouvrages définitifs pour lesquels la qualité normale ne serait pas requise, les distances des armatures aux parois des coffrages pourront avoir des valeurs inférieures aux valeurs minimales définies en 2,312.

2,311 Cette règle ne vise pas les croisements sur appuis des armatures inférieures de deux poutres horizontales se faisant suite au droit de leur appui commun; les dispositions de ces armatures devront en tout état de cause permettre le bétonnage correct du nœud.

• Les barres longitudinales des poutres horizontales pourront être groupées deux par deux à la condition de les superposer au contact et non de les accolier. Pour les barres superposées, on appliquera la règle 2,311 pour déterminer la distance libre verticale entre deux groupes de barres, en considérant dans chaque groupe la barre fûtive ayant pour section la somme des sections des deux barres du groupe.

Les groupes de plus de deux barres sont en principe à éviter, sauf précautions spéciales assurant le remplissage des vides entre les barres.

2,312 En particulier, les faces inférieures des planchers sur cuisines, buanderies, salles de bains, etc., seront considérées comme exposées aux condensations et les distances des génératrices extérieures des armatures aux dites faces seront prises égales à 2 cm, à moins que ces faces ne soient pourvues d'un revêtement étanche et durable, tel qu'un enduit en plâtre lui-même recouvert par une peinture étanche.

• Il est rappelé que sont agressives, notamment :

— l'eau très pure telle que celle qu'on rencontre en terrain granitique,

— l'eau chargée de sulfate de calcium (eau sélénieuse) ou de sulfate de magnésium,

— l'eau de mer.

et de la dimension maximale des granulats utilisés, définie par les normes en vigueur. Elles sont fixées ci-après pour les ouvrages définitifs couvrants de qualité normale bétonnés en place et s'entendent déduction éventuellement faite de l'épaisseur qui pourrait être détruite par tout traitement de la surface entraînant enlèvement de matière (bouchardage, lavage ou brossage précocé en vue de rendre les gravillons apparents en parement, etc.). Pour les travaux très soignés, en particulier les éléments fabriqués en atelier couvert avec contrôle suivi des fabrications, ces distances pourront être modifiées sur justifications spéciales.

2,311 Distances minimales des armatures entre elles

La distance libre horizontale entre deux barres continuées d'une même nappe sera au moins égale aux $6/5$ de la dimension maximale des granulats utilisés.

A moins qu'elles ne soient superposées au contact et considérées comme telles dans les calculs, deux barres d'une même file devront réserver entre elles une distance libre verticale au moins égale aux trois quarts du diamètre nominal de la plus grosse de ces barres sans que cette distance puisse être inférieure à la moitié de la dimension maximale des granulats utilisés.

2,312 Distances minimales des armatures aux parois des coffrages

En milieu non agressif, la distance libre entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la paroi de coffrage la plus voisine sera au moins égale à :

— 2 cm pour les parements exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, aux condensations ou, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations, etc.),

— 1 cm dans tous les autres cas.

En outre, les armatures principales (barres tendues ou comprimées des hourdis, poutres, poteaux, etc.) seront protégées par une épaisseur de béton au moins égale à :

— à la moitié de leur diamètre nominal augmentée de 8 mm, si ledit diamètre est au plus égal à 16 mm,

— à leur diamètre nominal, si ce diamètre est au moins égal à 16 mm.

En milieu agressif, les enrobages minimaux et la protection éventuelle du béton seront fixés par le Cahier des charges particulier.

2,32 TRANSMISSION DES EFFORTS AUX ARMATURES

Le mode de fonctionnement normal des ouvrages en béton armé implique que leurs armatures se mettent en charge. On devra donc s'assurer que l'effort attribué par les calculs à chacune d'entre elles peut effectivement lui être transmis.

En général, les forces extérieures étant appliquées au béton, la transmission aux armatures des efforts auxquels celles-ci doivent résister résulte de leur adhérence au béton et, éventuellement, des formes courbes données à leurs lignes moyennes.

2,33 CONTRAINTE DE RUPTURE D'ADHÉRENCE

On admettra que la contrainte de rupture d'adhérence d'une barre de diamètre nominal ϕ est :

$$\tau_{rd} = \frac{2 \eta_d^2 \sigma'_{gs}}{\left(1 + \frac{\eta_d \phi}{d_1}\right) \left(1 + \frac{\eta_d \phi}{d_2}\right)}$$

d_1 désigne la distance minimale de l'axe de la barre à la surface libre du béton et d_2 la plus petite des distances de l'axe de la barre à la surface libre du béton dans les deux directions perpendiculaires à celle selon laquelle est mesurée d_1 ou dans le prolongement de celle-ci,

η_d le coefficient de scellement des barres considérées. Il est égal à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et prend pour les autres aciers les valeurs indiquées par la fiche d'homologation de chacun d'eux,

σ'_{gs} la résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Lorsque l'on rencontre, dans l'une des deux directions suivant lesquelles on mesure d_1 et d_2 ou dans ces deux directions, des armatures transversales susceptibles de s'opposer efficacement à l'ouverture d'une fissure longitudinale, on augmentera la distance correspondante (d_1 ou d_2) ou les deux distances d_1 et d_2 d'une épaisseur fictive. Cette épaisseur sera exprimée en centimètres par le même nombre que la section en centimètres carrés par mètre de longueur de couture d'acier qui s'oppose à cette fissure éventuelle.

2,33

La valeur admise pour τ_{rd} implique que les enrobages minimaux et distances minimales entre barres voisines prescrits en 2,31 soient respectés. La définition de la distance d_2 correspond aux cas courants des poutres à section rectangulaire et des hourdis. Dans les autres cas, il faut examiner comment la gaine de béton qui enserrme la barre à la manière d'un étai pourrait éventuellement s'ouvrir et mesurer d_1 et d_2 dans les deux directions les plus défavorables.

Par exemple dans le cas d'une section circulaire pleine avec armatures uniformément réparties, d_1 a la définition générale et d_2 est la distance entre axes de deux barres voisines.

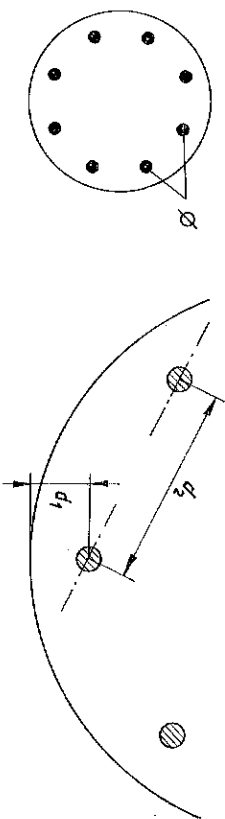


Fig. 4

• La valeur $\eta_d = 1$ tient compte de l'existence de petites aspérités sur les surfaces latérales des ronds lisses bruts de laminage. L'absence de ces aspérités (ronds étirés ou trefflés) aurait pour effet de diminuer la valeur ci-dessus de η_d .

• Si les barres considérées sont des ronds lisses sollicités en traction, on ne pourra prendre la valeur de τ_{rd} indiquée que si la contrainte de traction de ces barres est au plus égale à σ'_{at} . Cette condition sera d'ailleurs toujours satisfaite quand le sera la règle 3,25 relative à la vérification de la sécurité à l'égard des surcharges.

De même, τ_{rd} ne peut atteindre la valeur indiquée que si le béton enrobant les barres considérées n'est pas sollicité en traction dans une direction perpendiculaire à celle de ces barres, à moins alors qu'il ne soit convenablement coussu par des armatures perpendiculaires à celles pour lesquelles on évalue τ_{rd} .

• Dans le cas particulier où des armatures de même diamètre nominal Φ sont groupées en paquets, on pourra appliquer la règle générale moyennant les modifications suivantes :

a) Adhérence des paquets.

Pour le calcul de τ_a chaque paquet sera remplacé par une barre fictive de diamètre égal à :

1,64 Φ pour les paquets de deux barres superposées dont les axes se trouvent dans un même plan vertical,

1,96 Φ pour les paquets de trois barres,

2,27 Φ pour les paquets de quatre barres,

les distances d_1 et d_2 étant comptées à partir du centre de gravité de la section totale des barres du paquet.

En aucun cas, on ne pourra envisager le scellement d'un paquet autrement que par épanouissement des barres à ses extrémités.

b) Adhérence des barres individuelles.

1 — La règle générale pour le calcul de τ_a ou $\bar{\tau}_a$ s'applique sans modifications à chacune des barres considérées séparément, d_1 et d_2 conservant toujours les définitions indiquées dans cette règle.

2 — Pour évaluer la longueur de recouvrement (2,371) de chaque barre à l'intérieur du paquet, on remplacera dans l'expression de la longueur de scellement droit Φ par :

$\frac{3}{2}\Phi$ pour les barres groupées en paquets de trois,

2Φ pour les barres groupées en paquets de quatre,

aucune modification n'étant à prévoir pour les barres superposées, groupées en paquets de deux, dont les axes se trouvent dans le même plan vertical.

2,34

CONTRAINTE D'ADHÉRENCE ADMISSIBLE

La contrainte d'adhérence admissible sera $\bar{\tau}_a = \rho'_b \tau_{ab}$, ρ'_b ayant la valeur définie en 2,22.

On aura donc :

$$\bar{\tau}_a = \frac{2\eta_a^2 \bar{\sigma}'_b}{\left(1 + \frac{\eta_a \Phi}{d_1}\right) \left(1 + \frac{\eta_a \Phi}{d_2}\right)}$$

Par exception, la contrainte d'adhérence admissible $\bar{\tau}_a$ pourra être prise égale, suivant le cas considéré, à l'une des valeurs indiquées dans le tableau ci-après (page 79), sous réserve que soient réalisées les conditions suivantes :

1° les armatures ont un diamètre nominal au plus égal à la valeur exprimée en millimètres par le même nombre que :

— h_o , pour les hourdis dont l'épaisseur exprimée en centimètres est égale à h_o .

— les $\frac{3}{m}$ de la largeur du béton au niveau du centre de gravité

2,34 Les chiffres du tableau sont arrondis par rapport à ceux qui résulteraient de l'application de la formule générale.

La première ligne de ce tableau vise les règles relatives à la détermination des longueurs de scellement droit (2,351), aux scellements courbes (2,36) et à l'arrêt des armatures longitudinales (4,34).

La deuxième ligne se rapporte à la règle 4,95 relative à l'adhérence des armatures longitudinales.

2,3511 Si l'on effectue un essai d'arrachement d'une barre engagée sur une longueur déterminée dans une masse de béton et si l'on admet qu'au moment de la rupture d'adhérence les contraintes tangentielles sont uniformément réparties sur cette longueur, on peut, connaissant la force nécessaire pour l'arrachement, en déduire la valeur de τ_{ra} . La formule indiquée en 2,33 définit donc le coefficient de scellement η_a et permet de déterminer sa valeur expérimentale.

de l'ensemble des armatures tendues, exprimée en centimètres, pour les pièces prismatiques munies de cadres fermés, m étant le nombre de barres par nappe, limité à l'entier égal ou immédiatement inférieur au $1/6$ de ladite largeur;

2° les enrobages minimaux prévus en 2,31 sont respectés.

	Ronds lisses	Barres à haute adhérence
Contrainte d'adhérence admissible pour la détermination de la résistance des ancrages.	$1,1 \bar{\sigma}'_b$	$2 \bar{\sigma}'_b$
Limite de la contrainte d'adhérence des barres scellées (en dehors des scellements).	Poutres : $2 \bar{\sigma}'_b$ Hourdis : $2,5 \bar{\sigma}'_b$	Poutres : $3 \bar{\sigma}'_b$ Hourdis : $3,75 \bar{\sigma}'_b$

2,35 ARMATURES DROITES

2,351 Scellement droit

- 1 ARMATURES TENDUES

- 11 Ronds lisses laminés et barres à haute adhérence

Une barre de diamètre nominal Φ étant engagée sur une longueur l' dans une masse de béton supposée indéfinie et soumise à un effort de traction F' appliqué à une distance égale à l' de son extrémité E' , on considérera que le scellement de cette barre est assuré avec le coefficient de sécurité requis si, sous l'effort F' , le

glissement est sur le point de s'amorcer, c'est-à-dire pour :

$$\frac{F'}{\rho_b} = \pi \Phi \tau_{ra} l'$$

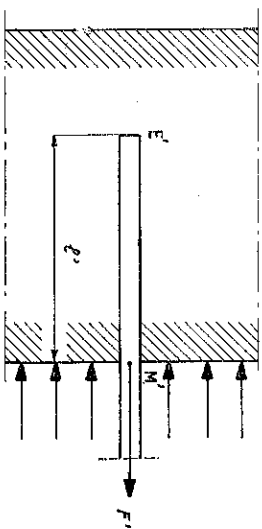


Fig. 5

La condition de scellement s'écrit donc :

$$l' > \frac{\Phi \sigma'_a}{4 \tau_a}$$

σ'_a étant la contrainte de la barre dans la section où l'effort F' est appliqué.

On appellera longueur de scellement droit d'une armature tendue et on désignera par l'_a la longueur qui correspond au cas où cette contrainte est égale à la contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}'_a$:

$$l'_a = \frac{\Phi \bar{\sigma}'_a}{4 \tau_a}$$

- 12 Treillis soudés

Soit σ'_a la contrainte de l'acier dans la section où l'effort F' est appliqué. Les enrobages minimaux prévus en 2,31 étant supposés respectés, le scellement sera considéré comme assuré si, sur la longueur l' , on rencontre :

- trois soudures dans le cas où $\frac{2}{3} \bar{\sigma}'_a < \sigma'_a \leq \bar{\sigma}'_a$
- deux soudures dans le cas où $\frac{\bar{\sigma}'_a}{3} < \sigma'_a \leq \frac{2}{3} \bar{\sigma}'_a$
- une soudure dans le cas où $0 < \sigma'_a \leq \frac{\bar{\sigma}'_a}{3}$

- 13 Tôles découpées et étirées

Les conditions dans lesquelles le scellement des tôles découpées et étirées peut être considéré comme assuré sont précisées dans les fiches d'homologation de ces produits.

- 2 ARMATURES COMPRIMÉES

2,3512 Dans l'évaluation des longueurs l ou l_a on néglige la résistance offerte par l'appui de la section extrême de la barre sur le béton.

Si une armature est tendue dans certains cas de charge et comprimée dans d'autres, on prendra pour longueur de scellement droit la plus grande des deux longueurs l'_a et l_a (ou l). Les valeurs de $\bar{\sigma}'_a$ sont définies en 2,111 et celles de $\bar{\sigma}_a$ en 2,12.

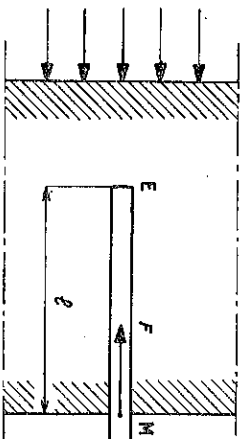


FIG. 6

Une barre engagée sur une longueur l dans une masse de béton supposée indéfinie et soumise à un effort de compression F sera de même considérée comme scellée avec le coefficient de sécurité requis pour cet effort F si :

$$l > \frac{\Phi \sigma_a}{4 \tau_a}$$

2,35121 Dans les bâtiments courants, cette règle doit être satisfaite pour les barres longitudinales des poteaux sur les hauteurs libres des étages mais peut généralement ne pas l'être pour lesdites barres dans l'épaisseur des planchers.

• Avec les diamètres nominaux normalisés, on pourra ainsi admettre comme diamètres minimaux des ligatures, les diamètres indiqués dans le tableau ci-dessous en fonction du rapport t/Φ_1 (valeurs arrondies).

Φ_2 mm	t/Φ_1	Diamètre minimal des ligatures transversales mm
< 16	$t/\Phi_1 < 12$	5
20	$t/\Phi_1 < 8$ $8 < t/\Phi_1 < 12$	5 6
25	$t/\Phi_1 < 5$ $5 < t/\Phi_1 < 7$ $7 < t/\Phi_1 < 12$	5* 6 8
32	$t/\Phi_1 < 4$ $4 < t/\Phi_1 < 8$ $8 < t/\Phi_1 < 12$	6* 8 10
40	$t/\Phi_1 < 5$ $5 < t/\Phi_1 < 8$ $8 < t/\Phi_1 < 12$	8 10 12

* A titre exceptionnel.

σ_a étant la contrainte de la barre dans la section où l'effort F est appliqué et par analogie avec ce qui précède, on appellera longueur de scellement droit d'une armature comprimée la quantité

$$l_a = \frac{\Phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_a}$$

— 21 Ligatures transversales des armatures comprimées

Les armatures longitudinales rectilignes comprimées doivent être maintenues par des armatures transversales propres à s'opposer à leur flambement.

Si Φ_1 et Φ_2 sont respectivement les diamètres nominaux le plus faible et le plus fort des barres longitudinales, l'écartement t des armatures transversales ne devra pas excéder $12 \Phi_1$.

Si t est au plus égal à $12 \Phi_1$, le diamètre des armatures transversales devra être au moins égal à :

$$0,3 \Phi_2 \sqrt{\frac{t}{12 \Phi_1}}$$

Dans le cas des pièces prismatiques, si la contrainte maximale σ_b du béton sur la fibre la plus comprimée ne dépasse pas sous la sollicitation (X_I) les trois quarts ($3/4$) de la limite admissible $\bar{\sigma}_b$ en compression simple, les écarterments t ci-dessus définis pourront être portés aux valeurs $t \times \frac{3 \bar{\sigma}_b}{4 \sigma_b}$.

2,361 En posant $\chi = e^{-\theta}$ (θ exprimé en radians)

$$\text{et } \chi' = \frac{\pi}{\varphi} (1 - e^{-\theta})$$

on a :

$$F'_B = \chi F'_A - \chi' \Phi r' r_d$$

Si l'on adopte pour φ la valeur 0,4 (règle 3,34), χ et χ' prennent en fonction de θ les valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous où elles ont été arrondies :

θ	$\frac{\pi}{12}$	$\frac{\pi}{6}$	$\frac{\pi}{4}$	$\frac{\pi}{3}$	$\frac{5\pi}{12}$	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{7\pi}{12}$	$\frac{2\pi}{3}$	$\frac{3\pi}{4}$	$\frac{5\pi}{6}$	$\frac{11\pi}{12}$	π
χ	0,90	0,81	0,73	0,66	0,59	0,53	0,48	0,43	0,39	0,36	0,32	0,28
χ'	0,78	1,49	2,12	2,69	3,20	3,66	4,08	4,46	4,79	5,10	5,37	5,62

Si θ est exprimé en degrés, on a $\chi \sim 10^{-0,003\theta}$, expression directement calculable à la règle à calculs Mannheim.

Si la fibre moyenne de la barre n'est pas circulaire, on la décomposera en éléments susceptibles d'être assimilés à des arcs de circonférence et on appliquera successivement la formule à ces différents éléments.

2,3621 Les rayons de courbure à prévoir dépendent de la forme de la surface latérale des barres, de la nuance de l'acier, de son degré d'écroutissage et de la position des barres dans le béton. On devra s'assurer que la condition de non-écrasement du béton (2,363) est satisfaite.



Fig. 7

• Pour un scellement droit de longueur l' , on a :

$$F'_B = F'_A - \pi \Phi l' r_d$$

Un scellement droit est donc justiciable de la même formule que les scellements par adhérence et courbure, en posant :

2,36 ARMATURES COURBÉES

2,361

Relation entre les efforts aux extrémités d'une armure courbe au moment où elle glisse dans sa gaine de béton

Par suite du frottement et de l'adhérence, l'effort le long d'une barre courbe enrobée dans du béton n'est pas constant.

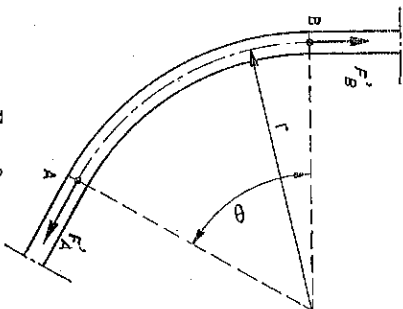
La barre étant supposée glisser dans sa gaine de béton avant que sa contrainte, dans la section où elle est maximale, n'atteigne la limite d'élasticité de l'acier, on peut admettre ce qui suit :

Si F'_A et F'_B sont les valeurs de l'effort total supporté par la barre à chacune des extrémités A et B de sa partie courbe au moment où le glissement se produit, F'_A étant supposé supérieur à F'_B , on a :

$$F'_B = F'_A e^{-\theta} - \frac{\pi \Phi r' r_d}{\varphi} (1 - e^{-\theta})$$

Dans cette formule, φ désigne le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, r le rayon de courbure de la fibre moyenne de la partie courbe, supposée circulaire, θ l'angle au centre, Φ le diamètre nominal de la barre et r_d la contrainte de rupture d'adhérence définie en 2,33.

Fig. 8



2,362 Scellement par adhérence et courbure

-1 ARMATURES TENDUES

Une barre de diamètre nominal Φ comportant une

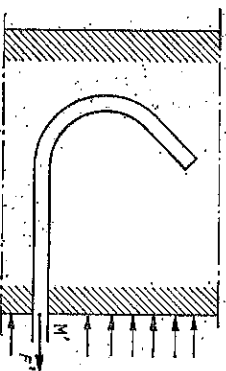


Fig. 9

$$\theta = 0^\circ \quad \chi = 1 \quad \chi' = \pi = 3,14 \quad r = l' \quad (1)$$

Soit alors un ancrage à n courbures (ou segments droits) numérotés de 1 à n dans le sens des efforts décroissants, les angles au centre ayant pour valeurs $\theta_1, \dots, \theta_n$ (ou zéro) et les rayons de courbures (ou longueurs droites) $\lambda_1\Phi, \lambda_2\Phi, \dots, \lambda_n\Phi$.

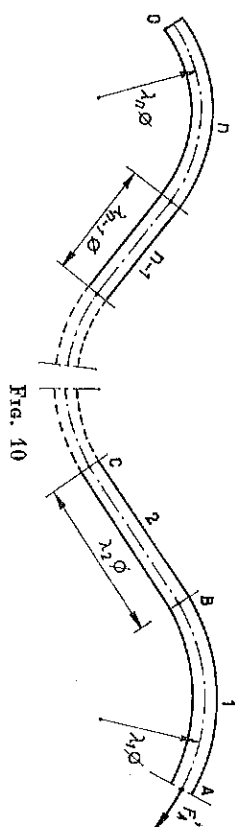


FIG. 10

L'effort à l'extrémité 0 de l'ancrage étant nul, il est facile d'établir que la formule générale conduit à :

$$F'_A = \Phi^2 \tau r d \sum_1^n \frac{\chi'_i \lambda_i}{\chi_1 \chi_2 \dots \chi_i}$$

moquant la convention ci-dessus pour les segments droits. L'effort de traction admissible est alors

$$p_b F'_A = \Phi^2 \tau d \sum_1^n \frac{\chi'_i \lambda_i}{\chi_1 \chi_2 \dots \chi_i}$$

Exemple 1 : Ancrage à double coude.

Les dimensions de l'ancrage choisi sont définies sur la figure 11, page 88. Le tableau ci-après indique les valeurs de $\theta_i, \lambda_i, \chi'_i, \chi_i$:

(1) Ceci résulte d'ailleurs de la formule générale : l' étant la longueur d'arc d'angle au centre θ , on peut en effet écrire :

$$F'_B = e^{-\varphi\theta} F'_A \frac{\pi}{\varphi} (1 - e^{-\varphi\theta}) \Phi \frac{l'}{\theta} \tau r d$$

et lorsque $\theta \rightarrow 0$,

$$e^{-\varphi\theta} \rightarrow 1 \quad \text{et} \quad \frac{1 - e^{-\varphi\theta}}{\theta} \rightarrow \varphi$$

$$\text{d'où} \quad F'_B = F'_A - \pi \Phi l' \tau r d$$

partie courbe étant engagée dans une masse de béton supposée indéfinie et soumise à un effort de traction F' sera considérée comme scellée avec le coefficient de sécurité requis si le glissement de cette barre ne peut s'amorcer que sous un effort au moins égal à $\frac{F'}{p_b}$.

	θ	λ	λ'	λ	$\lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_i$
1	AB	0°	λ_1	3,14	1
2	BC	90°	3	3,66	0,53
3	CD	0°	5	3,14	1
4	DE	90°	3	3,66	0,53
5	EF	0°	2	3,14	1

$$d' \text{ où } F'_A = \Phi^2 \tau_{rd} \left[3,14 \lambda_1 + \frac{3,66 \times 3}{0,53} + \frac{3,14 \times 5}{0,53} + \frac{3,66 \times 3}{0,53} + \frac{3,14 \times 2}{0,53} \right]$$

$$\text{ou } F'_A = \Phi^2 \tau_{rd} (3,14 \lambda_1 + 112)$$

La valeur de l'effort de traction admissible s'obtient en remplaçant, dans la formule ci-dessus, τ_{rd} par $\bar{\tau}_d$.

Pour assurer l'ancrage avec le coefficient de sécurité requis $\frac{1}{\rho_b}$ d'une barre sollicitée en A par un effort de traction correspondant à une contrainte σ'_a , il est nécessaire que la longueur $AB = \lambda_1 \Phi$ soit au moins égale à :

$$l'_a \frac{\sigma'_a}{\sigma_a} - \frac{112}{\pi} \Phi = l'_a \frac{\sigma'_a}{\sigma_a} - 35,7 \Phi$$

l'_a étant la longueur de scellement droit définie en 2,351.

Exemple 2. — Crochet Considère dit crochet normal :

Son tracé est défini par le schéma ci-contre (fig. 12) (1).

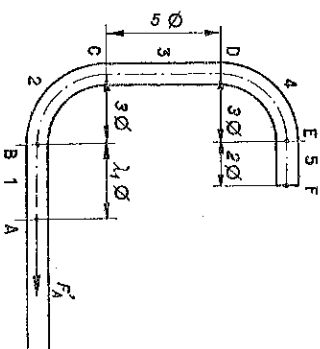


FIG. 11

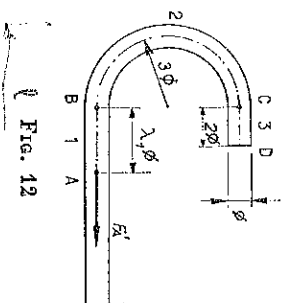


Fig. 12

(1) Le rayon de courbure de 3Φ est souvent trop faible pour les barres autres que les ronds lisses en acier doux.

	θ	λ	λ'	λ	$\lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_i$
1	AB	0°	λ_1	3,14	1
2	BC	90°	3	5,62	0,28
3	CD	0°	2	3,14	1

$$F'_A = \Phi^2 \tau_{rd} \left[3,14 \lambda_1 + \frac{5,62 \times 3}{0,28} + \frac{3,14 \times 2}{0,28} \right] = \Phi^2 \tau_{rd} (3,14 \lambda_1 + 82,6)$$

Pour obtenir la valeur de l'effort de traction admissible, il suffit de remplacer τ_{rd} par $\bar{\tau}_a$ dans la formule ci-dessus.

Pour assurer l'ancrage avec le coefficient de sécurité requis $\frac{1}{p_b}$ d'une barre sollicitée en A par un effort de traction correspondant à une contrainte σ' , il est nécessaire que la longueur AB = $\lambda_1 \Phi$ soit au moins égale à :

$$\lambda_1 \Phi = l'_a \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}_a} - \frac{82,6}{\pi} \Phi = l'_a \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}_a} - 26,3 \Phi$$

Si l'on suppose l'effort appliqué au point B à l'origine de la partie courbe, la valeur F'_B de l'effort pour laquelle le glissement de la barre se produit est :

$$F'_B = 82,6 \Phi^2 \tau_{rd}$$

Il y correspond une contrainte dans l'acier

$$\frac{4 \times 82,6}{\pi} \tau_{rd} = 105 \tau_{rd}$$

a) En masse indéfinie et pour $\tau_{rd} = 2 \sigma'_{28} = 40 \text{ kgf/cm}^2$, le crochet normal assure donc à rupture le scellement à partir du point B, origine de la courbure, de barres lisses dont la limite d'élasticité reste inférieure à :

$$105 \times 40 = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

b) Si, dans les conditions indiquées en 2,34, on a :

$$\bar{\tau}_a = 1,1 \bar{\sigma}_b \text{ (soit } \tau_{rd} = 1,1 \sigma'_{28})$$

avec $\sigma'_{28} = 20 \text{ kgf/cm}^2$ par exemple, le crochet normal assure donc à

rupture le scellement à partir du point B, origine de la courbure, de barres lisses dont la contrainte serait égale à :

$$105 \times 22 = 2\,310 \text{ kgf/cm}^2$$

valeur inférieure à la limite $\sigma'_{ak} = 2\,400 \text{ kgf/cm}^2$; et pour $\rho'_b = 0,30$, la contrainte admissible de la barre au point B, origine de la courbure, serait :

$$0,30 \times 2\,310 = 693 \text{ kgf/cm}^2$$

• Il est rappelé que les scellements par queue de carpe, toujours nuisibles, sont interdits.

2.3623 Pour les hourdis et les voiles courbes, on pourra utiliser des armatures courbes sans ligatures transversales à la condition que le rayon de courbure r des barres soit tel que :

— Si les barres sont tendues

$$r \geq 0,75 \Phi \frac{\sigma'_a}{\sigma'_t} \left(1 + 0,4 \frac{\Phi}{d'} \right)$$

où

Φ représente le diamètre nominal d'une barre,

d' la distance exprimée avec la même unité que Φ de sa fibre moyenne à la face concave du béton, la distance entre axes de deux barres voisines étant supposée supérieure à $2 d'$,

σ'_a la contrainte de traction dans la barre,

σ'_t la contrainte de traction admissible pour le béton.

— Si les barres sont comprimées

$$r \geq 0,75 \Phi \frac{\sigma'_a}{\sigma'_c} \left(1 + 0,4 \frac{\Phi}{d} \right)$$

d représente ici la distance de la fibre moyenne de la barre considérée à la face concave du béton, la distance entre deux barres voisines étant supposée supérieure à $2 d$,
et σ'_a la contrainte de compression dans cette barre.

-2 ARMATURES COMPRIMÉES

Les scellements des armatures comprimées seront en principe droits. Toutefois, dans certaines pièces prismatiques à axe rectiligne (poteaux), il peut arriver que des armatures qui sont comprimées dans certains cas de charge soient tendues dans d'autres, ce qui peut amener à prévoir à leurs extrémités des dispositifs d'arrêt avec courbures. On doit alors s'assurer que les armatures transversales s'opposent efficacement aux effets de poussée au vide résultant desdites courbures.

-3 « POUSSÉE AU VIDE » DES ARMATURES COURBES

Si des armatures courbes comprimées ont la concavité de leurs lignes moyennes dirigée vers la masse de béton ou si des armatures courbes tendues ont la convexité de leurs lignes moyennes dirigées vers la masse de béton, des armatures transversales entourant chacune des barres et scellées dans la masse du béton devront être prévues. Leur section et leurs écartements devront être tels que la « poussée au vide » des armatures courbes sous la sollicitation ($2I'$) soit équilibrée par l'effort de traction dont sont capables les ligatures pour une contrainte au plus égale à $2/3 \sigma'_{ak}$.

2,3631 On voit ainsi que, pour un ancrage courbe quelconque et, en particulier, pour un crochet, la condition de non-écrasement du béton limite, lorsque $d_1 = 1,5 \Phi$, la contrainte de l'acier aux $3/5$ de la contrainte qu'elle autoriserait pour un scellement en masse indéfinie, avec le même béton.

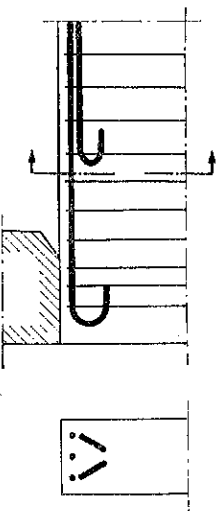


FIG. 13

Les crochets ne sont donc vraiment efficaces que s'ils sont recouverts d'une épaisseur de béton suffisante. Pour les barres droites des poutres flechées, et en particulier pour celles qui ne sont pas prolongées jusqu'aux appuis, on réalise assez facilement cette condition en inclinant les crochets vers la masse du béton (fig. 13).

En revanche, une barre relevée aura en général un plan moyen parallèle à celui de la pièce et, si elle est située au voisinage d'une des faces de cette pièce, les rayons de courbure des plures devront être supérieurs à ceux des crochets des extrémités.

2,3632 Que les barres soient isolées ou groupées, leurs parties courbes devront se trouver dans les zones où le béton n'est pas sollicité en traction dans le sens perpendiculaire aux plans contenant les lignes moyennes des barres courbes.

2,371 En principe, les recouvrements doivent être disposés en sorte que la résultante des efforts escomptés dans les armatures soit portée par le même axe au droit des recouvrements et en dehors de ceux-ci. Quand cette condition ne pourra être réalisée, on devra

2,363 Condition de non-écrasement du béton

— 1 BARRES ISOLÉES

On admettra que la sécurité à l'égard de l'écrasement du béton est acquise si le rayon de courbure de la fibre moyenne est tel que :

$$r > 0,10 \Phi \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}_{bo}} \left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)$$

d_1 étant la distance du centre de courbure de la barre à la paroi la plus voisine, majorée éventuellement comme indiqué en 2,33 si des armatures transversales existent dans la zone d'éclatement, et $\bar{\sigma}_{bo}$ la contrainte admissible pour le béton en compression simple.

— 2 BARRES GROUPEES

Dans le cas où n barres courbes de même diamètre nominal sont placées côte à côte dans une pièce de largeur b , on remplacera dans l'inégalité ci-dessus :

$$\Phi \quad \text{par} \quad \frac{2n\Phi_s}{b}$$

Si les barres placées côte à côte étaient de diamètres différents, $n\Phi$ devrait être remplacé par la somme de leurs diamètres

et dans le terme $0,10 \Phi \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}_{bo}}$, on ferait figurer le diamètre le plus fort.

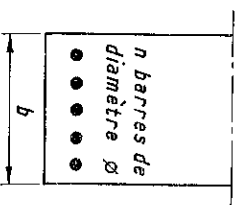


FIG. 14

2,37 RECOUVREMENT DES ARMATURES

2,371 Armatures tendues

Dans une même section transversale, la proportion des armatures dont les efforts de traction sont transmis par recouvrement sera au plus égale :

étudier les conséquences des excentricités dues à la non-coïncidence des axes des barres se recouvrant et s'assurer que la résistance est obtenue malgré l'existence de ces excentricités.

• On admet que, dans un recouvrement, les efforts se transmettent d'une barre à l'autre par des « bielles » de béton comprimées, inclinées à 45° sur l'axe des barres. Les armatures transversales requises sont destinées à assurer l'équilibre de ces bielles.

L'hypothèse de la transmission des efforts par bielles inclinées à 45° sur la direction commune aux axes des barres est justifiée par le fait que le déplacement par rapport au béton d'une barre dans cette direction implique le cisaillement d'une gaine de béton entourant cette barre et ayant la forme d'un cylindre de révolution; le diamètre de cette gaine dépend de l'importance des aspérités que présente la surface latérale de la barre. C'est pourquoi n'intervient ici ni le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, ni celui du béton sur lui-même, dont les valeurs données par ailleurs se rapportent aux déplacements relatifs de deux surfaces planes en contact. C'est pourquoi également la règle 2,371 est valable aussi bien pour les barres à haute adhérence que pour les ronds lisses laminés.

2,3711 De l'hypothèse faite relativement à la transmission des efforts résulte que si deux barres séparées par une épaisseur c_b de béton se recouvrent sur une certaine longueur l' , les bielles n'intéressent qu'une longueur $l' - c_b$. Par simplification, on a négligé ce fait pour $c_b \leq 5\phi$ sans que cela entraîne une diminution appréciable de la sécurité.

• Dans le cas de jonctions par chaînage ⁽¹⁾ dans un groupe

(1) La jonction par chaînage correspond à la disposition suivante :

La transmission des efforts au droit des coupures des différents barres est assurée par le recouvrement de barres couvre-joints continus; ces barres couvre-joints ne se distinguent d'ailleurs pas des autres et si un groupe de m barres de même diamètre présente p coupures par longueur de scellement droit, la section résistante correspond à $m - p$ barres. Exemple :

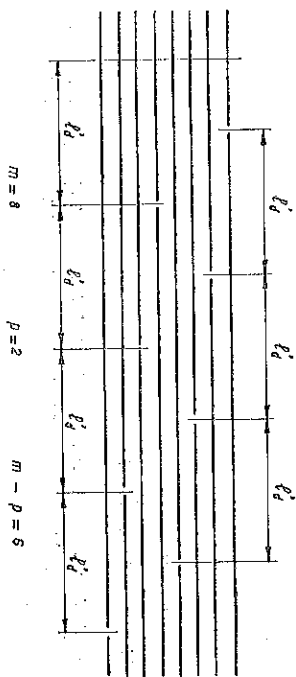


FIG. 15

— à la moitié de la section totale des armatures s'il s'agit de pièces soumises à la flexion accompagnée ou non de compression, — au tiers de la section totale des armatures s'il s'agit de pièces soumises à la traction accompagnée ou non de flexion.

Sur la longueur de chaque recouvrement, on devra en général disposer des armatures transversales convenablement ancrées dans la masse du béton et capables d'équilibrer sous contrainte égale aux huit neuvièmes de la limite σ'_{ak} ($\bar{\sigma}'_a = \frac{8}{9} \sigma'_{ak}$) un effort de traction égal à l'effort maximal supporté sous l'action de la sollicitation (E_1) par une des barres dans l'une des deux sections transversales qui limitent le recouvrement.

Les recouvrements des armatures de hourdis peuvent généralement être réalisés sans armatures transversales spéciales.

-1 BARRES DROITES

Pour les barres sans dispositif d'ancrage (barres droites), la longueur de recouvrement sera au moins égale à $l'_a \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}'_a}$, l'_a étant la longueur de scellement droit définie en 2,3511 lorsque les barres seront :

— soit séparées par une épaisseur de béton c_b au moins égale à leur diamètre nominal ϕ et au plus égale à cinq fois ce diamètre, — soit au contact, le plan de leurs lignes moyennes étant alors vertical et le béton étant mis en place par vibration.

Si l'épaisseur de béton séparant les barres est inférieure à ϕ ou si, cette épaisseur étant nulle, le plan des lignes moyennes n'est pas vertical ou le béton non mis en place par vibration, la longueur de recouvrement sera au moins égale à $1,2 l'_a \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}'_a}$.

Si l'épaisseur c_b de béton séparant les barres est supérieure à 5ϕ , la longueur de recouvrement sera au moins égale à $l'_a \frac{\sigma'_a}{\bar{\sigma}'_a} + c_b$.

-2 BARRES MUNIES DE DISPOSITIFS D'ANCRAGE

Pour de telles barres, la longueur de recouvrement définie comme la distance séparant deux plans normaux aux fibres

de barres, les distances c_b doivent être comptées par rapport aux barres les plus voisines, que ces barres soient coupées ou non.

moyennes des barres et tangents aux dispositifs d'ancrage (fig. 16) devra être suffisante pour assurer la transmission des efforts, compte tenu des règles 2,36, sans être inférieure à :

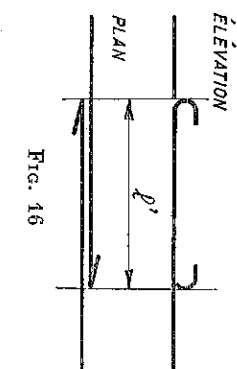


FIG. 16

— $0,6 l_a' \frac{\sigma_a'}{\sigma_a}$ si l'épaisseur c_b de béton séparant les barres est au plus égale à 5ϕ ,
 — $0,6 l_a' \frac{\sigma_a'}{\sigma_a} + c_b$ si cette épaisseur est supérieure à 5ϕ .

— 3 TREILLIS SOUDÉS

Pour les treillis soudés, d_x désignant l'écartement entre axes des fils de réparation, et ϕ_x le diamètre des fils porteurs, la longueur de recouvrement de ces derniers sera au moins égale à :

$$\begin{aligned} & - 2 d_x + 10 \phi_x \quad \text{si} \quad \frac{\sigma_a'}{3} < \sigma_a' \leq \frac{\sigma_a}{3} \\ & - d_x + 10 \phi_x \quad \text{si} \quad 0 < \sigma_a' \leq \frac{\sigma_a}{3} \end{aligned}$$

De plus, sur la longueur du recouvrement, on devra rencontrer, sur chacune des nappes se recouvrant, trois soudures dans le premier cas et deux soudures dans le second.

Les mêmes règles seront appliquées en ce qui concerne les recouvrements des fils de réparation : d_x sera alors remplacé par d_y , écartement entre axes des fils porteurs, et ϕ_x par ϕ_y , diamètre des fils de réparation.

Quand les fils de réparation ne sont pas pris en compte dans les calculs, la règle sera appliquée en supposant leur contrainte inférieure à $\frac{\sigma_a'}{3}$.

— 4 Tôles découpées et étriers

Les longueurs de recouvrement à prévoir pour les tôles découpées et étriers sont précisées dans les fiches d'homologation de ces produits.

2,372 Armatures comprimées

Les barres comprimées utilisées en barres droites devront se recouvrir sur une longueur au moins égale à $0,6 l_a' \frac{\sigma_a}{\sigma_a'}$, l_a' étant la longueur de scellement droit définie en 2,3512, sauf lorsque les pièces

2,381 Les soudures doivent être effectuées par des spécialistes et uniquement sur les aciers pour lesquels la soudure ne détermine ni diminution de résistance, ni fragilité.

2,382 Si les contraintes dans les barres à joindre par soudure peuvent être suivies le cas de charge soit des tractions, soit des compressions, les expériences à effectuer pour justifier les résistances des soudures devront tenir compte de ce fait.

qui en comportent seront soumises à des vibrations ou à des chocs, auquel cas la longueur de recouvrement devra être au moins égale à $l_d \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_a}$.

Si les barres peuvent être tendues dans certains cas de charge, on appliquera les règles 2,371 ci-dessus. On évitera, conformément à la règle 2,3622, les dispositifs d'arrêt par adhérence et effet de courbure.

2,38 JONCTION PAR SOUDURE

2,381 Soudabilité des aciers

— 1 La jonction par soudure de deux éléments d'armatures se faisant suite ou se croisant n'est autorisée que si les caractères mécaniques de l'acier utilisé ne sont pas diminués par la soudure. On devra justifier expérimentalement que la résistance de la soudure est au moins égale à la résistance de la barre, notamment pour les aciers écorchés.

— 2 Les barres lisses des nuances A 55, A 65, A 75 et les ronds crénelés ou nervurés ne doivent en aucun cas être soudés.

2,382 Jonction de barres rectilignes se faisant suite

— 1 Deux barres tendues pourront être réunies :

— soit par soudure bout à bout,

— soit par cordons latéraux avec ou sans éclissage.

Les soudures seront effectuées à l'arc. La soudure au chalumeau n'est pas autorisée.

Si deux éclisses identiques sont utilisées, chacune d'elles devra présenter une résistance à la traction au moins égale à la moitié de celle des barres à joindre.

— 2 Les dimensions à donner aux cordons de soudure et les conditions d'exécution de ceux-ci sont celles que définissent les règles CM en vigueur.

— 3 Dans une pièce dont les armatures longitudinales sont soudées, les soudures seront disposées en sorte que, sur une longueur égale à $l_d \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_a}$, le nombre des barres réunies par soudure soit au plus égal au tiers du nombre total des barres.

2,383 Assemblage de barres se croisant

Les assemblages par soudure de barres se croisant et en particulier les soudures de montage pourront être effectuées :

— à l'arc pour les aciers doux, que les jonctions soient faites sur le chantier ou en atelier,

— par résistance, et en atelier seulement, pour les aciers doux et les aciers écrouis.

La soudure au chalumeau n'est pas autorisée.

2,39 AUTRES MODES DE JONCTION DIRECTE DE BARRES SE FAISANT SUITE

Tout mode de jonction directe autre que la soudure (par exemple par manchons filetés) pourra être utilisé à condition que la résistance réelle de l'assemblage soit au moins égale, avec la sécurité requise, à celle qui est prise en compte dans les calculs.

3,02 Dans le cas d'utilisation de méthodes de calcul à la rupture, ne prenant pas de coefficients minorateurs les caractères mécaniques des matériaux employés, on devra donc vérifier pour les constructions de qualité dite normale, avec les notations définies aux commentaires 0,1 :

$$(U) \geq \frac{5}{3} [(G_1) + (G_2) + 1,2 (P_1) + 1,2 (P_2)]$$

soit $(U) \geq \frac{5}{3} (G_1) + \frac{5}{3} (G_2) + 2 (P_1) + 2 (P_2)$

et $(U) \geq \frac{8}{9} \times \frac{5}{3} [(G_1) + (G_2) + 1,2 (P_1) + 1,2 (P_2) + (P_3)]$

Si les termes correspondant aux sollicitations (G_2) , (P_1) , (P_2) et (P_3) peuvent être de signe contraire à celui des termes correspondant à la sollicitation (G_1) , les diverses hypothèses de distribution des sollicitations (G_2) , (P_1) , (P_2) et (P_3) devront être successivement envisagées.

Pour les méthodes de calcul faisant intervenir des caractères mécaniques des matériaux minorés en fonction de considérations probabilistes, le coefficient 5/3 pourrait être ramené à une valeur inférieure, dépendant de ces minorations.

3,03 Lorsque, pour des ouvrages de qualité normale, le contrôle expérimental sera considéré comme justification de la résistance d'une pièce, la rupture de celle-ci ne devra pas se produire sous l'effet d'une sollicitation inférieure à celle résultant des effets cumulés :

a) des charges permanentes — y compris poids propre — multipliées par 5/3 ;

3 RÈGLES GÉNÉRALES CONCERNANT LES CALCULS DE RÉSISTANCE

3,0 PRINCIPES GÉNÉRAUX

3,01 Les ouvrages en béton armé seront établis pour supporter les effets des forces maximales qui peuvent leur être appliquées en construction, en service et, éventuellement, en essais ⁽¹⁾.

3,02 Les calculs seront conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

En ce qui concerne la vérification de la résistance, on pourra notamment utiliser :

— soit les méthodes résultant de l'extension des théories classiques de la résistance des matériaux en phase élastique aux pièces hétérogènes, suivant les règles 3,2 et 3,4, les contraintes ne dépassant pas les valeurs fixées par les règles 2 ;

— soit des méthodes de calcul à la rupture, à condition que leur validité soit justifiée par l'expérience et que la valeur du coefficient de sécurité global d'utilisation ne soit en aucun cas inférieure à celle résultant de l'application des présentes règles.

En outre, quelle que soit la méthode adoptée pour justifier la stabilité de la construction et la résistance de ses différents éléments, les vérifications concernant la fissuration du béton et la déformation en service devront être effectuées conformément aux présentes règles.

3,03 Dans certains cas particuliers, notamment ceux correspondant à l'emploi d'éléments fabriqués en série, les expériences directes sur des éléments types, réalisées d'abord sous des charges égales aux charges de service, puis poussées jusqu'à rupture, seront considérées comme justification satisfaisante des éléments identiques en dimensions, en qualité de matériaux et en conditions de mise en œuvre.

⁽¹⁾ Voir règle 3,124.

b) des surcharges d'exploitation ⁽¹⁾ multipliées par 2 ⁽²⁾.
 S'il s'agit d'ouvrages provisoires ou d'ouvrages définitifs pour lesquels la qualité normale n'est pas requise, les multiplicateurs indiqués ci-dessus (5/3 et 2) pourront être réduits de 20 % au maximum, à condition que cette réduction soit expressément autorisée par le Cahier des charges particulier.

• L'attention est appelée sur ce que le nombre des essais doit être d'autant plus grand que la dispersion de leurs résultats est plus élevée. Par exemple, cinq essais peuvent être considérés comme suffisants si la rupture dépend essentiellement de l'armature, tandis que douze essais peuvent être indispensables quand la résistance de la pièce dépend principalement de la qualité du béton, et notamment de sa résistance à la traction.

3,04 La règle faisant l'objet de cet article comporte notamment les exceptions suivantes :

— dans les planchers avec hourdis creux de bonne qualité, correctement mis en œuvre, il pourra être tenu compte du supplément de résistance apporté par les hourdis dans les conditions définies en 4,422 ;

— la résistance de murs ou de cloisons aux efforts appliqués dans leur plan moyen pourra être prise en compte avec la prudence nécessaire soit dans l'étude des conditions de stabilité des bâtiments sous l'effet des forces horizontales et notamment celles dues au vent, soit dans l'étude de la transmission des charges sur lesdits murs et cloisons sont conçus et réalisés de telle sorte qu'ils puissent supporter une partie des charges de la construction.

⁽¹⁾ Il s'agit ici des surcharges définies à partir des valeurs nominales non majorées de 20 %.

⁽²⁾ Ces coefficients doivent être au moins doublés lorsque la rupture des éléments se produit brutalement par épuisement de la résistance à la traction du béton, comme c'est le cas par exemple de poutrelles non munies d'armatures transversales.

Pour chaque type d'élément étudié et pour un mode de sollicitation déterminé, le nombre d'essais doit être tel que la probabilité d'obtenir la résistance recherchée soit suffisante.

3,04 Sauf justification spéciale, les matériaux autres que le béton et l'acier seront considérés comme coffrages ou remplissages sans résistance propre.

3,1 EFFETS PRIS EN COMPTE DANS LES CALCULS

3,10 On tiendra compte dans les calculs :

- des charges permanentes ;
 - des surcharges d'exploitation ou d'essai ;
 - des surcharges de neige et des actions du vent ;
- et s'il y a lieu :

- des effets du retrait et des variations de la température ;
- de l'influence du mode de construction ;
- des effets des séismes.

3,110 A titre d'exemple, pour des éléments d'ouvrages exposés aux intempéries, on considérera le poids spécifique des matériaux avec leur teneur en eau maximale.

3,122 A défaut d'indication du Cahier des charges particulier, on pourra adopter les coefficients dynamiques définis par les règlements en vigueur relatifs aux ponts en béton armé.

3,123 L'attention des constructeurs est appelée sur le coefficient de majoration des surcharges d'exploitation variables dans le temps dont les valeurs nominales doivent être multipliées par 1,2 afin d'assurer au coefficient de sécurité d'utilisation γ_{ex} la valeur minimale requise par les présentes règles.

Cette majoration de 20 % s'applique notamment :

— à la surcharge des bâtiments d'habitation ; si cette surcharge est fixée, conformément aux normes en vigueur, à 175 kgf/m^2 , la valeur à prendre en compte dans les calculs est :

$$175 \times 1,2 = 210 \text{ kgf/m}^2$$

— aux surcharges mobiles déjà majorées éventuellement des coefficients dynamiques.

— aux parties variables des pressions qui s'exercent sur les éléments des ouvrages immergés ou destinés à contenir des liquides.

Ainsi, pour le fond d'un cuvelage constamment immergé, la partie fixe de la sollicitation est égale à la valeur minimale de la sous-pression et l'écart entre la sous-pression maximale et la sous-pression minimale est à affecter du coefficient d'amplification 1,2 ;

3,11 CHARGES PERMANENTES

3,110 Les charges permanentes seront évaluées d'après le volume des matériaux et leur poids spécifique le plus grand dans les conditions d'emploi.

3,111 Pour le béton armé, sauf cas spéciaux, on adoptera le poids spécifique donné, en tonnes-force par mètre cube (tf/m^3), par l'expression :

$$2,37 + 5,4 v_a = 2,37 + 0,7 g_a$$

où v_a est le volume en mètres cubes d'acier et g_a le poids en tonnes d'acier par mètre cube de béton.

Pour les cas courants où v_a varie de 0,01 à 0,025 et g_a de 0,08 à 0,20, on pourra prendre la valeur moyenne $2,5 \text{ tf/m}^3$.

3,12 SURCHARGES D'EXPLOITATION ET D'ESSAI

3,121 Les surcharges d'exploitation seront celles fixées par les normes en vigueur, à moins que le Cahier des charges particulier n'en exige de supérieures.

3,122 Les surcharges mobiles seront multipliées par les coefficients dynamiques γ afférents, définis par le Cahier des charges particulier.

3,123 Les surcharges d'exploitation variables dans le temps (immobles ou mobiles) seront prises en compte pour 120/100 de leur valeur nominale. Cette majoration ne doit pas être appliquée aux surcharges de neige et aux actions du vent, ni aux effets des séismes.

dans un réservoir, sauf cas exceptionnels, la pression du liquide contenu doit être considérée comme variable puisque le réservoir est alternativement plein ou vide.

3,124 Si le Cahier des charges particulier fixe une surcharge d'essai statique supérieure à la surcharge d'exploitation majorée de 20 %, cette surcharge d'essai doit être adoptée comme élément des calculs mais sans aucune majoration.

3,13 EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT

A moins que le Cahier des charges particulier n'en prévoit de plus défavorables, les surcharges de neige et les actions du vent à prendre en considération seront celles définies par les règles NV en vigueur.

3,14 EFFETS DU RETRAIT ET DES VARIATIONS DE TEMPÉRATURE

3,140 La tolérance consistant à négliger les effets du retrait et des variations de température pour des éléments de construction compris entre joints distants au maximum des longueurs fixées ci-contre ne s'applique qu'aux éléments d'une ossature complète en béton armé reposant sur des supports normalement flexibles. Elle ne vise pas le cas de poutres de grande longueur reposant sur des appuis en maçonnerie pour lequel il convient de prendre toutes dispositions nécessaires pour que les effets du retrait et des variations thermiques ne produisent pas de désordres dans les maçonneries ni éventuellement des efforts anormaux dans les poutres.

Entre les valeurs limitées de 25 et de 50 m, on pourra retenir, pour un bâtiment de situation géographique déterminée, une valeur intermédiaire justifiée. A titre d'exemple, pour la France métropolitaine, on pourra admettre comme dimensions entre joints des longueurs de :

- 25 m dans les départements voisins de la Méditerranée,
- 30 à 35 m dans les régions de l'Est, les Alpes et le Massif Central,
- 40 m dans la région parisienne,
- 50 m dans les régions de l'Ouest.

Les joints qui doivent être prévus dans les ossatures en élévation ne sont pas obligatoirement à prolonger dans les parties enterrées et les fondations où il est souvent préférable de n'en pas prévoir pour éviter notamment les fondations excentrées, à moins que des coupures totales ne soient nécessaires en raison des conditions de tassement.

— 25 m dans les régions sèches ou à forte opposition de température;

— 50 m dans les régions humides et tempérées.

Quand ces distances limitées seront dépassées, on tiendra compte, dans les calculs, des effets du retrait et des variations de la température extérieure, à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets.

Il est précisé que les distances entre joints indiquées s'entendent en général pour les ossatures et les planchers intérieurs des étages courants des bâtiments. Dans le cas de bâtiments recouverts par des terrasses, il sera souvent opportun de prévoir, entre le dernier étage et la terrasse, des joints tels que ceux communément appelés « joints diapason », permettant de diviser au moins par deux les distances entre joints principaux.

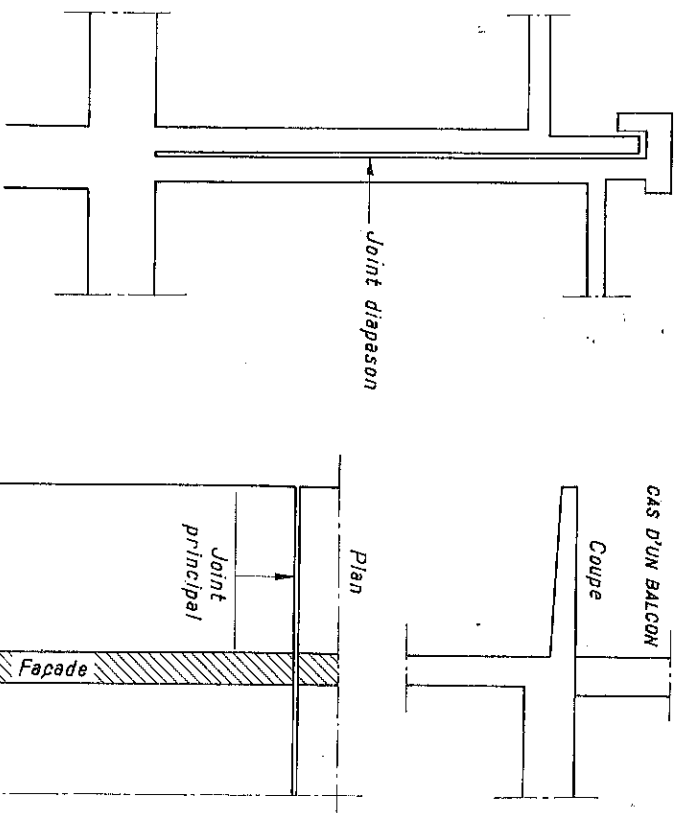


Fig. 17 a

Fig. 17 b

De même, les balcons, auvents, corniches, solaires des planchers et plus sensibles qu'eux aux effets de variations brusques de la température extérieure, devront souvent être pourvus de joints supplémentaires disposés entre les joints de dilatation principaux.

3,141 Par exemple on pourra prendre un retrait moyen de :

2.10⁻⁴ en France métropolitaine au Nord de la ligne Bayonne-Grenoble et dans les régions équatoriales de la Communauté,

3.10⁻⁴ en France métropolitaine au Sud de la ligne Bayonne-Grenoble et, en Afrique du Nord, dans une bande de 20 km parallèle à la côte,

4.10⁻⁴ en Afrique du Nord, en dehors de cette bande,

5.10⁻⁴ au Sahara et au Soudan.

Il s'agit là du retrait moyen du béton armé pour des pourcentages d'armatures usuels. Le retrait du béton diminue la longueur initiale de la fibre moyenne d'une pièce prismatique isostatique ; si les armatures ne sont pas uniformément distribuées dans la section transversale, il faut en outre varier la courbure initiale de la fibre moyenne. Dans les deux cas, le retrait détermine des contraintes dans le béton et dans les armatures ainsi que des contraintes d'adhérence.

Dans un système hyperstatique, les réactions surabondantes dues au retrait devraient donc être déterminées en tenant compte des changements de longueur et de forme des lignes moyennes de chacun de ses éléments rendu isostatique ; les contraintes totales dues au retrait s'obtiendraient alors par sommation algébrique de celles produites dans chaque élément supposé isostatique et de celles déterminées dans le système hyperstatique réel par les réactions surabondantes.

Un calcul ainsi conduit s'avère pratiquement trop compliqué pour l'étude des ouvrages courants.

• Lorsque des joints provisoires sont prévus pour atténuer les effets du retrait, on pourra généralement admettre, pour des bétons à base de ciment des classes 250|315, 315|400 et 355|550, ayant au moins un mois d'âge au moment du bétonnage des joints, que les systèmes partiels qu'ils limitent sont soumis à un retrait égal aux trois quarts du retrait total et que le complément agit sur le système complet.

• Le retrait ne produit aucun effet sur les tirants et membrures tendues des poutres fortement armés dont le béton est normalement fissuré en service.

3,142 Des expériences récentes ont montré que le coefficient de dilatation thermique du béton varie dans d'assez larges limites et qu'il peut être notablement différent de celui de l'acier. Le chiffre indiqué doit être considéré comme correspondant à une valeur moyenne. Ce chiffre moyen est généralement convenable pour les bétons à base de granulats siliceux et un peu trop élevé pour ceux à base de granulats calcaires.

• On admettra une variation possible de la température

3,141 Retrait

Sauf cas tout à fait exceptionnels, on pourra se contenter d'assimiler les effets du retrait à ceux d'un raccourcissement uniforme de :

— 2 à 3.10⁻⁴ dans les régions relativement humides,

— 4 à 5.10⁻⁴ dans les régions sèches.

On admettra qu'il n'y a pas de retrait pour les bétons en contact avec le sol, l'eau ou avec une atmosphère toujours saturée d'humidité.

3,142 Variations de température

Sauf cas exceptionnels, on se contentera d'envisager les effets, sur les ouvrages non librement dilatables, d'une variation uniforme de la température. Ces effets seront déterminés en supposant le coefficient de dilatation thermique du béton égal à 1×10^{-5} .

Dans certains ouvrages ou éléments d'ouvrages tels que fours, cheminées, planchers chauffants, frigorifiques, etc., le béton peut être porté en service à des températures généralement

extérieure de : $\pm 20^{\circ} \text{C}$ en France métropolitaine,
 $\pm 30^{\circ} \text{C}$ en Afrique du Nord.

• Dans le cas de planchers chauffants, il pourra être opportun de réduire les distances maximales entre joints prévues en 3,140.

variables d'un point à un autre de sa masse, et différentes de la température ambiante. Les dispositions constructives seront alors choisies et les calculs établis en tenant compte de ce fait.

3,143 Modules de déformation à prendre en compte

Pour la détermination des moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux résultant du retrait et des variations de température, le module de déformation longitudinale du béton sera pris égal à la valeur E_s fixée en 3,312 à partir de la résistance σ à l'âge de j jours.

3,15 INFLUENCE DU MODE DE CONSTRUCTION

Hormis le cas exceptionnel d'ouvrages bétonnés en une seule fois, il conviendra, d'une part, de déterminer les contraintes dues à la charge permanente en prenant en considération les différents systèmes partiels successivement bétonnés et décintres, et, d'autre part, de s'assurer que les surcharges résultant de l'exécution même des travaux ne déterminent à aucun moment des contraintes excessives.

3,16 EFFETS DES SÉISMES

Si une disposition réglementaire l'exige, ou si le Cahier des charges particulier le prescrit, on appliquera dans les régions sujettes aux séismes les règles (ou les recommandations) en vigueur relatives aux constructions à édifier dans de telles régions.

3,2 RÈGLES GÉNÉRALES DE SÉCURITÉ

3,21 CONTRAINTES À CONSIDÉRER

3,210 Les sections à considérer pour le calcul des contraintes des pièces prismatiques sont les sections nettes obtenues en délaquant les vides réservés au bétonnage ou obtenus par enlèvement de béton durci, que ces vides soient ou non remplis après coup de béton.

3,16 Les recommandations relatives aux constructions à édifier dans les régions sujettes aux séismes, et notamment en Algérie, sont, à la date de la publication des présentes règles, celles qui sont définies dans le document dénommé « Recommandations AS 55 ».

3,210 Dans les cas où l'on doit envisager l'exécution de trous de scellement ou autres remplis après coup de béton, il convient de tenir compte de ce fait lors de l'établissement du projet, que ces trous soient réservés à l'exécution ou créés après durcissement du béton.

Ainsi, il conviendra très fréquemment de donner aux poteaux et linteaux de façade des immeubles urbains des sections telles que la sécurité reste convenablement assurée après exécution des scellements destinés à la fixation des bâtis dormants des baies, vitrines et devantures.

3,211 En cours de construction ou en service, un ouvrage ou
3,212 l'un quelconque de ses éléments peut ou non être fissuré
dans les zones tendues ou le long des surfaces de reprise.

Dans le premier cas, on aura à considérer un « système fissuré » au sens précisé en 0,3. Dans le second, chacune des sections transversales de l'une quelconque des pièces dont l'ensemble constitue l'ouvrage sera remplacée par une section homogène fictive formée de tous les éléments du béton réel auxquels sont ajoutés des éléments fictifs, égaux à ceux des armatures longitudinales, amplifiés dans un rapport n , appelé « coefficient d'équivalence », et maintenus d'ailleurs à leurs places respectives. Chaque section fictive définie comme il vient d'être dit sera appelée « section rendue homogène ».

Toute section transversale d'un élément fissuré, obtenu en délaquant de la section rendue homogène correspondante tous les éléments de béton dont les contraintes normales, calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux à partir de cette section rendue homogène, seraient des tractions, est une « section réduite rendue homogène » qu'on désigne sous le nom de « section efficace ».

3,22 Il va de soi que, dans le système considéré, les contraintes de l'acier et du béton ainsi, que les contraintes d'adhérence, ne doivent pas excéder les contraintes admissibles définies en 2.

3,23 En règle générale, les calculs permettant de s'assurer que la condition de non-fragilité est satisfaite pourront être effectués par des méthodes de calcul à la rupture. Dans le cas des pièces sollicitées en flexion simple, on pourra admettre que la condition de non-fragilité est satisfaite quand le sont les règles 4,37 et 4,371 définissant les pourcentages minimaux à réaliser.

3,211 Lorsque les contraintes principales dues aux sollicitations (Σ_1) et (Σ_2) ⁽¹⁾, calculées en prenant en compte les sections rendues homogènes, seront exclusivement des compressions, il suffira de vérifier que les contraintes admissibles définies en 2 ne sont pas dépassées et que la stabilité élastique est assurée.

3,212 Quand, au contraire, certaines des contraintes principales dues aux mêmes sollicitations et calculées de la même manière seront des tractions, ce sont les contraintes déterminées en prenant en considération les sections efficaces qui devront rester inférieures aux contraintes admissibles définies en 2. La seule exception à cette dernière règle concerne la résistance à l'effort tranchant des hourdis et de certaines poutrelles et fait l'objet de la règle 4,234.

3,22 ARMATURES DES ÉLÉMENTS EXPOSÉS A LA FISSURATION

Les armatures longitudinales et transversales de toute pièce prismatique (ou assimilable à une telle pièce) pour laquelle la règle 3,212 est applicable, seront telles qu'en les associant à des éléments de béton délimités par les fissures susceptibles de se produire et supportant exclusivement des compressions, il soit possible de réaliser un système capable de résister aux sollicitations qui peuvent s'exercer sur cette pièce.

3,23 CONDITION DE NON-FRAGILITÉ

Dans les cas où la règle 3,212 est applicable, la résistance à la rupture de chacun des éléments fissurés à considérer devra être supérieure à la résistance à la fissuration de l'élément correspondant rendu homogène, déterminée en supposant le béton doté d'une résistance à la traction égale à $\sigma'_{tg} \times 4 \rho'_b$, ρ'_b ayant la valeur indiquée en 2,22.

De plus, la résistance minimale d'une section quelconque de toute pièce prismatique ne devra en aucun cas être inférieure au dixième (1/10) de celle de la section présentant la résistance maximale.

⁽¹⁾ (Σ_1) et (Σ_2) sont définies en 2,0.

3,24 Le tracé des surfaces de reprise doit être représenté sur les dessins d'exécution, conformément à la règle 5,22.

• Lorsque l'on peut craindre que des armatures assurant la couture d'une surface de reprise ne fonctionnent à la manière de goujons (reprises sur poteaux, poutrelles préfabriquées, etc.), elles devront être tracées en sorte qu'elles ne puissent détériorer les éléments de béton séparés par la reprise.

• Les limites indiquées $\left(\frac{2}{3} \sigma'_{ar} \text{ et } \frac{3}{4} \sigma'_{ar}\right)$ pourront être majorées de 25 % au plus pour les constructions provisoires et les constructions définitives pour lesquelles la qualité normale ne serait pas requise.

3,25 La vérification de la sécurité à l'égard des surcharges vise à la fois la stabilité d'ensemble, la stabilité élastique et la résistance de l'ouvrage entier et de ses différents éléments, fondations comprises. La règle énoncée définit la marge minimale avec laquelle doivent être assurées la stabilité d'ensemble et la stabilité élastique. En ce qui concerne la résistance mécanique, elle permet de se faire une idée de l'augmentation des surcharges susceptibles de mettre l'ouvrage ou l'un quelconque de ses éléments en danger de rupture, notamment dans les cas où les contraintes maximales dues à une sollicitation (Σ) ne peuvent être obtenues par sommation algébrique de celles respectivement dues à (G_1) , (G_2) , $\gamma_1(P_1)$, $\gamma_2(P_2)$ et $\gamma_3(P_3)$ calculées en supposant que chacune de ces sollicitations partielles agit seule.

Les règles relatives à la résistance à l'effort tranchant

3,24 COUTURE DES REPRISSES

Lorsque la résistance du système rendu homogène ou du système fissuré dans les zones tendues implique la transmission par le béton de forces à travers tout ou partie d'une surface de reprise, la possibilité de cette transmission sera justifiée en supposant :

1° que la résistance à la traction du béton dans la direction normale à la surface de reprise est nulle,

2° que le coefficient de frottement mutuel des deux éléments de béton séparés par la surface de reprise est égal à l'unité,

3° que les aciers dits *aciers de couture* qui traversent la partie de la surface de reprise dont les lèvres ont tendance à glisser l'une par rapport à l'autre, mais non à s'écarter, sont censés exercer dans leur direction un effort tendant à appliquer l'une contre l'autre les deux lèvres de la reprise, effort au plus égal à celui dont elles sont capables sous contrainte égale à $\frac{2}{3} \sigma'_{ar}$ si, pour une construction définitive de qualité normale, la justification se rapporte à la sollicitation (Σ_1) et $\frac{3}{4} \sigma'_{ar}$ si, au contraire, elle concerne la sollicitation (Σ_2).

En conséquence, la résultante des forces à transmettre par le béton à travers tout élément de la surface de reprise et des forces censées exercées par les aciers de couture traversant cet élément devra faire, avec la normale à celui-ci, un angle au plus égal à 45°.

Les aciers de couture doivent être ancrés de part et d'autre de la surface de reprise et répartis en sorte que leurs efforts d'ancrage ne créent pas dans le béton de contraintes dépassant les limites admissibles.

3,25 VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ À L'ÉGARD DES SURCHARGES

Si cette vérification ne résulte pas directement des calculs de résistance sous charges et surcharges d'exploitation ou si les surcharges possibles ne sont pas limitées par les dispositions de la construction et résultent d'évaluations statistiques, on devra faire la preuve que la construction (provisoire ou définitive) reste stable sous l'action des charges permanentes strictement évaluées et des combinaisons les plus défavorables de tout ou partie des surcharges majorées de 50 % au plus de leur valeur nominale.

En d'autres termes, on devra envisager pour la construction prise dans son ensemble, pour chacun de ses éléments et pour chacun des effets à considérer, la plus défavorable (Σ_d)

sont telles qu'il n'y a pas lieu de faire une vérification de la sécurité à l'égard des surcharges en ce qui concerne les armatures transversales et les contraintes d'adhérence.

des sollicitations (Z) symboliquement représentées par l'équation

$$(Z) = (G_1) + (G_2) + \gamma_1 (P_1) + \gamma_2 (P_2) + \gamma_3 (P_3) \quad (1)$$

dans laquelle γ_1 , γ_2 et γ_3 sont trois coefficients sans dimensions, indépendants les uns des autres, pouvant prendre les valeurs extrêmes 0 et $3/2$, ainsi que toutes les valeurs intermédiaires.

La sollicitation (Z_d) ne sera jamais prise inférieure à la plus petite des deux suivantes :

$$\frac{3}{2} (G_1) + (G_2) \text{ dans le cas où } (G_2) \text{ est du même signe que } (G_1)$$

$$\frac{3}{2} (G_1) \text{ dans le cas où } (G_2) \text{ est de signe contraire à } (G_1).$$

Sous l'effet de (Z_d), en tout point de l'ouvrage :

— la contrainte de traction des armatures longitudinales devra être au plus égale à σ'_{ak} ;

— la contrainte de compression du béton devra être au plus égale à $1,5 \rho_b \sigma_{28}$.

De plus, la résistance à la rupture des fondations ne devra pas être atteinte sous l'effet de (Z_d).

La vérification de la sécurité à l'égard des surcharges ne vise ni les contraintes des aciers comprimés, ni les contraintes d'adhérence et elle n'est pas exigée pour les armatures transversales des pièces prismatiques sollicitées en flexion simple, ni d'une manière générale, pour les armatures de couture.

3,3 DONNÉES NUMÉRIQUES

3,31 MODULES DE DÉFORMATION LONGITUDINALE

3,311 Dans tous les calculs, le module d'élasticité de l'acier sera pris égal à 2 100 000 kgf/cm².

3,312 Sauf mesures spéciales, les modules de déformation longitudinale du béton, exprimés en kgf/cm², seront pris égaux à l'âge de j jours, à :

$$E_c = 7\,000 \sqrt{\sigma_j} \text{ pour les charges et surcharges permanentes,}$$

⁽¹⁾ (G_1), (G_2), (P_1), (P_2) et (P_3) sont définies en 0,1 (commentaires). Les sollicitations (G_2), (P_1), (P_2) et (P_3) peuvent parfois être de signe contraire à celui de la sollicitation (G_1) indépendamment les uns des autres. Le coefficient γ correspondant à chacune des sollicitations pour lesquelles ce cas se présente ne peut alors prendre que la valeur zéro.

3,312 La formule donnant E_i ne permet pas de déterminer σ_i lorsqu'on a mesuré le module de déformation instantané par auscultation dynamique; celle-ci fournit en effet la valeur du coefficient angulaire de la tangente au départ du diagramme de déformation du béton.

3,32 L'extension au béton armé des théories classiques de la résistance des matériaux conduit à prendre pour valeur du coefficient d'équivalence le rapport du module d'élasticité de l'acier au module de déformation longitudinale du béton. Or, si le module d'élasticité de l'acier est sensiblement constant, le module de déformation longitudinale du béton varie dans de très larges limites. De plus, la fissuration et le retrait peuvent modifier sensiblement les déformations et les contraintes. Dans ces conditions on peut, dans les calculs de vérification des sections, attribuer la valeur moyenne $n = 15$ au coefficient d'équivalence des armatures qui est alors à considérer comme un coefficient semi-empirique.

3,322 Le texte vise le cas général de la flexion, accompagnée ou non d'un effort normal.

La règle est applicable aux pièces soumises à la compression simple; du second calcul découle une valeur de σ_b et si celle-ci n'excède pas $\bar{\sigma}_b$ (ou $\bar{\sigma}_{b0}$), la vérification est considérée comme satisfaisante.

3,34 L'angle de frottement est ainsi de $21^{\circ} 48'$; exprimé en radians, il est voisin de $\frac{\pi}{8}$.

$E_i = 21\,000 \sqrt{\sigma_i}$ pour les charges rapidement variables dont la durée d'application est inférieure à 24 h.

Ces valeurs sont utilisables lorsque les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles fixées en 2.

S'il on ne dispose que de résultats d'essais à 28 jours d'âge, on pourra admettre que les valeurs définitives de E_i et E_s sont celles déterminées à partir de σ_{28} , majorées de 20 % pour les bétons à base de ciments de la classe 250/315 et de 10 % pour les bétons à base de ciments des classes 315/400 et 355/550.

3,32 COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE n DES ARMATURES

3,321 Armatures tendues

Le coefficient d'équivalence n des armatures tendues sera pris égal à 15 dans les calculs.

3,322 Armatures comprimées

Le coefficient d'équivalence n des armatures comprimées sera pris égal à 15 et si par un calcul effectué en prenant cette valeur de n on trouve pour une armature comprimée une contrainte σ_a supérieure à la limite admissible $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma'_{ar}$, il sera admis qu'on effectue un second calcul en prenant a priori $\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma'_{ar}$. Si les contraintes σ'_a et σ_b résultant de ce second calcul ne dépassent pas les limites admissibles $\bar{\sigma}'_a$ et $\bar{\sigma}_b$ (ou $\bar{\sigma}_{b0}$), ce second calcul sera considéré comme justification valable de la section considérée.

3,33 COEFFICIENT DE POISSON ν

Le coefficient de Poisson ν du béton dû aux déformations élastiques sera pris égal à 0,15.

3,34 COEFFICIENT DE FROTTEMENT φ DE L'ACIER SUR LE BÉTON

Le coefficient de frottement φ de l'acier laminé sur le béton sera pris égal à 0,4.

3,411 Dans tous les cas de flexion composée, l'excentricité de la résultante des forces élastiques normales pourra être comptée à partir du centre de gravité du béton seul.

3,412 Le hourdis devra avoir une épaisseur ou une armature suffisante pour assurer la transmission des efforts.

3,421 Cette règle vise les cas où la section qui doit être prise en considération est la section efficace.

Dans cette hypothèse, en cas de flexion simple déviée, on pourra, à défaut de calculs complets, admettre que les contraintes maximales sont obtenues en cumulant les effets des composantes du couple de flexion dans les deux plans principaux de la pièce considérée.

3,4 SIMPLIFICATIONS ADMISES

3,41 DÉTERMINATION DES VALEURS DES MOMENTS D'INERTIE INTERVENANT DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE DES SYSTÈMES HYPERSTATIQUES

3,411 Dans les constructions courantes, les calculs des sollicitations des systèmes hyperstatiques pourront être effectués en prenant en considération, pour chaque élément, le moment d'inertie de la seule section du béton, sans tenir compte, d'une part, de la diminution de rigidité due à la zone de béton tendu, d'autre part, de l'augmentation de rigidité due à la présence des armatures.

Cette règle ne s'applique pas aux pièces dont la section est entièrement tendue, telles que les tirants. Si l'on prend en compte la rigidité d'une telle pièce, le moment d'inertie à considérer sera n fois celui de la section efficace, laquelle ne comprend alors que les armatures.

3,412 Dans le calcul des moments d'inertie d'une pièce à section transversale en forme de T constituée par une nervure associée à un hourdis, on pourra en général admettre une largeur uniforme du hourdis intéressé sur toute la longueur de la pièce. La largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne devra pas dépasser la moitié de l'intervalle entre faces les plus proches de deux nervures voisines ni le dixième ($1/10$) de la portée de la nervure entre nus des appuis.

3,42 CALCULS RELATIFS AUX CONTRAINTES

3,421 Contraintes normales

En cas de flexion plane — simple ou composée — on pourra se dispenser de la détermination de la position de l'axe neutre et du coefficient angulaire du diagramme des contraintes.

Il suffira de faire la preuve, par les méthodes usuelles donnant les sections des armatures par léger excès, que les contraintes restent au plus égales aux limites admissibles.

3,422 Contraintes tangentielles

Le bras de levier z du couple élastique qui intervient dans le calcul des contraintes de cisaillement et d'adhérence dans les pièces sollicitées en flexion simple pourra être pris égal aux sept huitièmes ($7/8$) de la hauteur utile quand les sections transversales de ces pièces seront rectangulaires ou en forme de T ou de double T.

3,43 Dans le cas particulier où la charge peut être considérée comme ponctuelle, la contrainte maximale de cisaillement est :

$$\tau_{\max} = \frac{1,5Q}{\pi h_0^2}$$

• La règle est notamment applicable aux hourdis sollicités par des charges concentrées et aux semelles de fondation. Pour ces dernières, on pourra admettre qu'il n'y a pas lieu de tenir compte dans l'évaluation de $\tau_{\max}$ de la variation d'épaisseur, non plus que de l'excentricité éventuelle de la charge Q .

• La règle vise les cas où le contour de la surface C_1 est entièrement convexe. S'il en est autrement, on remplacera ce contour par le contour entièrement convexe de périmètre minimal enveloppant la surface C_1 . Ce contour délimite une aire C_2 et le périmètre p_c intervenant dans la formule sera celui d'un contour parallèle à celui de C_2 , situé à l'extérieur et à une distance $h_0/2$ de ce dernier.

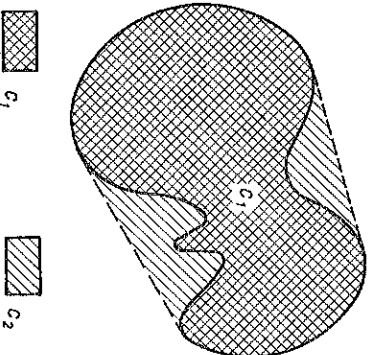


Fig. 18

Pour les semelles prenant appui sur le sol sur toute l'étendue de leur face inférieure, la charge Q peut être diminuée de la valeur de la réaction moyenne du sol appliquée sur l'aire limitée par le contour parallèle à C_1 (ou éventuellement C_2) à la distance $h_0/2$ de ce dernier.

3,44 Ces règles sont applicables en particulier à l'appui des poteaux en acier sur des éléments porteurs en béton. Elles ne visent pas les articulations dont le fonctionnement implique une déformation plastique du béton, c'est-à-dire les articulations à coupure mince ou celles dans lesquelles deux surfaces de béton roulent l'une sur l'autre.

3,442 Si les aires C_0 et C_1 ne sont pas homothétiques ou bien n'ont pas le même centre de gravité, on pourra, à défaut d'autres justifications, évaluer la valeur de la force admissible de la manière suivante :

— 1 Si les aires C_0 et C_1 ont même centre de gravité G et si h_1 et h_2 sont, pour deux aires rectangulaires passant par G , les coefficients

3,43 CONDITION DE NON-POINÇONNEMENT

Pour apprécier la résistance au poinçonnement d'un élément d'épaisseur h_0 sollicité par une force Q agissant uniformément sur une faible portion C_1 à contour entièrement convexe de la surface dudit élément, on pourra admettre que la contrainte de cisaillement est maximale à mi-épaisseur et qu'elle peut être calculée par la formule :

$$\tau_{\max} = 1,5 \frac{Q}{p_c h_0}$$

dans laquelle p_c désigne le périmètre d'un contour parallèle à celui de C_1 , situé à l'extérieur et à une distance $h_0/2$ de ce dernier.

La contrainte de cisaillement ainsi calculée ne devra pas dépasser $\bar{\sigma}'_b$.

3,44 PRESSIONS LOCALISÉES

3,441 Lorsqu'une force de compression N détermine une pression uniforme sur une zone restreinte C_1 de la surface C_0 supportée plane d'un élément de béton, la pression admissible peut dépasser les limites admises en 2,21 pour la contrainte $\bar{\sigma}_{b0}$ de compression simple.

3,442 Si les aires C_0 et C_1 ont même centre de gravité et si l'aire C_1 peut se déduire de l'aire C_0 par une homothétie de rapport λ , le coefficient δ qui intervient dans l'évaluation de la contrainte $\bar{\sigma}_b$ (2,21) sera pris égal à :

$$0,30 [1 + (3 - 2\lambda) (1 - \lambda)]$$

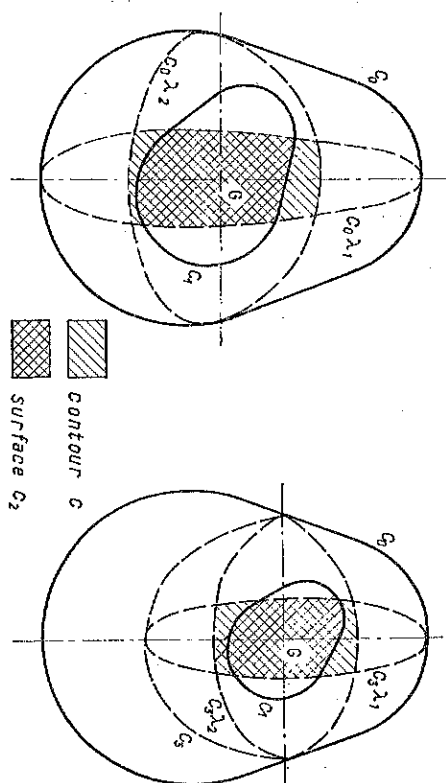


Fig. 19

de réduction du contour de C_0 déterminant un nouveau contour C se rapprochant le plus possible du contour C_1 et de surface au moins égale, et si C_2 est la fraction de l'aire C_1 de même centre de gravité, intérieure au contour C , le coefficient δ sera égal à :

$$0,30 [1 + (3 - \lambda_1 - \lambda_2) \sqrt{(1 - \lambda_1)(1 - \lambda_2)}]$$

sous les réserves énoncées dans la règle 3,442 et la force admissible pourra atteindre la valeur $\bar{\sigma}_b C_2$.

— 2 Si les deux aires C_0 et C_1 n'ont pas le même centre de gravité, on remplacera le contour de C_0 par un contour intérieur limitant une aire C_3 ayant son centre de gravité sur l'axe de la force N et on appliquera aux deux aires C_3 et C_1 la méthode de calcul ci-dessus.

L'épaisseur de l'élément porteur doit dans ce cas être au moins égale au double du rayon moyen de C_3 .

sous réserve que l'élément porteur ne comporte pas d'évidements et que son épaisseur soit au moins égale au double du rayon moyen de l'aire C_0 ⁽¹⁾, et la force admissible pourra atteindre la valeur $\bar{\sigma}_b C_1$.

3,443 Si l'effort normal N visé en 3,441 est accompagné d'un couple de flexion de moment M , on appliquera la règle précédente en remplaçant l'effort normal N par un effort fictif qui, agissant seul au centre de gravité de l'aire C_1 , produirait sur la totalité de celle-ci une pression égale à la pression maximale produite par le système « N, M ».

3,444 L'application des règles 3,441, 3,442 et 3,443 ne dispense pas de la vérification de l'équilibre général, de la résistance d'ensemble de l'élément porteur et en particulier de sa résistance au poinçonnement.

⁽¹⁾ Le rayon moyen d'une aire plane C limitée par un contour de longueur P_c est, par définition, le quotient C/P_c .

4.00 L'application aux planchers et aux ossatures en béton armé des méthodes de la résistance des matériaux classique en phase élastique, notamment des méthodes de continuité théorique, donne lieu souvent à des calculs laborieux et peut, dans certains cas, conduire à des résultats assez éloignés de la réalité.

Il est parfaitement légitime de substituer à de tels calculs dont la précision risque d'être illusoire, des règles simples et raisonnables conformes aux usages courants des bureaux d'études, permettant de déterminer facilement les efforts dans les éléments d'ossature ou de planchers. C'est là l'objet essentiel des règles simplifiées du présent chapitre. On y trouve également des règles de bonne construction précisant certaines dispositions qu'il a paru nécessaire de codifier.

4.01 L'étude de la transmission des efforts entre les divers éléments des constructions doit être un des soucis essentiels de l'ingénieur. Une construction dans laquelle la transmission des efforts a été correctement étudiée pourra en général résister non seulement aux systèmes de charges prévus dans les calculs, mais, éventuellement, à des sollicitations exceptionnelles, telles par exemple que celles résultant de séismes, de bombardements ou d'explosions accidentelles.

Dans les bâtiments à murs porteurs, on prévoira normalement au niveau de chaque plancher des chaînages dans les épaisseurs des murs. La section des armatures longitudinales de tels chaînages ne sera pas, en principe, inférieure à $3 \times \frac{2400}{\sigma_{ak}}$ cm², σ_{ak} étant la valeur de la limite d'élasticité à introduire dans les calculs de résistance.

4 RÈGLES SPÉCIALES A CERTAINS ÉLÉMENTS

4,00 OBJET DES RÈGLES SPÉCIALES A CERTAINS ÉLÉMENTS

4,00 Les règles 4,1 à 4,6 définissent des méthodes de calcul d'application simple pour la détermination ou la vérification dans la plupart des cas des éléments des constructions courantes et précisent certaines dispositions de ces éléments.

4,01 IMPORTANCE DES LIAISONS ENTRE LES DIVERS ÉLÉMENTS DES CONSTRUCTIONS

Il est essentiel de réaliser des liaisons efficaces entre les divers éléments des constructions en vue d'assurer la transmission correcte des efforts dans tous les cas de charges.

4.1 POTEUX ET PIÈCES COMPRIMÉES

4,11 EFFORTS SOLLICITANT LES POTEUX

A défaut de leur détermination par des méthodes prenant en compte la continuité des poteaux et des autres éléments de la construction, on pourra, dans les bâtiments où la surcharge variable est au plus égale à 1,5 fois la charge permanente, évaluer les efforts sollicitant les poteaux en appliquant les règles simplifiées suivantes.

4,111 Évaluation des charges verticales

Les charges verticales agissant sur les poteaux pourront être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des surcharges dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées devront être majorées :

de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées,

de 10 % pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées, les charges évaluées sur les poteaux de rive dans l'hypothèse de la discontinuité n'étant pas réduites.

Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte-à-faux, il sera tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rives.

4,112 Évaluation des efforts dus aux forces horizontales

Les efforts qui agissent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages pourront, à défaut de calculs plus précis, être évalués à partir d'hypothèses logiques simples.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, on pourra admettre :

— que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie desdits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8;

4,111 La règle ci-contre a été admise par souci de simplification; elle ne conduit pas à des charges très notablement différentes de celles que donneraient des calculs plus complexes, sauf pour les poteaux de rive qui sont souvent sollicités par des efforts de flexion fréquemment négligés.

Conformément à la règle 3,123, c'est aux surcharges préablement majorées de 20 % que sont applicables les dégressions prévues par les normes en vigueur.

4,112 Il est bien évident que la méthode proposée ne saurait être considérée comme définissant un fonctionnement des ossatures rigoureusement conforme à la réalité; on peut la remplacer par tout autre schéma logique de fonctionnement. Si l'ossature est déterminée pour résister aux efforts résultant d'un tel schéma, on peut admettre que le système passera nécessairement par le stade correspondant avant rupture par suite des phénomènes d'adaptation.

Dans la hauteur de l'étage inférieur, il n'est pas apparent possible de fixer de règles précises concernant la position des points de moment nul dans les poteaux. Celle-ci dépend des liaisons avec les poutres du premier plancher et avec les fondations et des conditions

de déformation des fondations. Le projeteur sera souvent conduit à faire successivement deux hypothèses dont il est assuré qu'elles encadrent la réalité. Il convient de remarquer que dans les circonstances les plus courantes, la liaison des poteaux à leur fondation se rapproche davantage d'une articulation que d'un encastrement.

Il convient d'ailleurs de noter qu'il est généralement onéreux d'assurer le contreventement des bâtiments d'habitation à grand nombre d'étages en considérant des portiques superposés pour résister aux actions du vent. Il est bien préférable de constituer des pans verticaux de contreventement dont la rigidité est assurée par des triangulations, des voiles en béton armé, des panneaux de maçonnerie portense ou même des panneaux de remplissage de résistance suffisante.

4,120 Le calcul usuel des armatures des éléments comprimés néglige les contraintes résultant des effets du retrait et du fluage du béton. La prise en compte de ces effets donne des contraintes supplémentaires dans les armatures qui peuvent être de l'ordre de 800 à 1 000 kgf/cm². L'utilisation d'aciers pour lesquels σ'_{ak} est au moins égale à 3 600 kgf/cm² réserve donc une marge de sécurité plus importante que l'utilisation d'acier doux.

4,121 L'emploi de crochets doit être limité aux barres susceptibles d'être tendues dans certains cas de charge; en particulier, l'emploi de recouvrements avec crochets n'est à prévoir que pour assurer la transmission d'efforts de traction importants.

Si des barres ainsi munies de crochets sont comprimées dans certains cas de charge, il conviendrait de s'assurer que les armatures transversales disposées au droit des crochets peuvent équilibrer effectivement les poussées au vide.

— que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés à mi-hauteur d'étage. Dans la hauteur de l'étage inférieur, les points de moment nul seront fixés en considération des liaisons avec les poutres du premier plancher et les organes de fondations ainsi que des conditions de déformation des fondations.

— que les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des deux poteaux de rive.

4,113 Fondations excentrées

En cas de fondations excentrées, on prendra des mesures pour pallier les effets de l'excentrement (poutres de redressement, etc.) ou bien on déterminera, dans les conditions probables de la déformation, la position de la résultante des réactions de la fondation et on tiendra compte des effets de l'excentrement correspondant tant sur la semelle que sur le poteau et les poutres qu'il supporte.

4,12 ARMATURES LONGITUDINALES DES POTEAUX

4,120 Nuance des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux seront en principe des aciers pour lesquels la limite d'élasticité à introduire dans les calculs de résistance σ'_{ak} est au moins égale à 3 600 kgf/cm²; ces aciers pouvant être des barres lisses ou des barres à haute adhérence écrouées ou non.

Toutefois, des aciers pour lesquels σ'_{ak} est inférieure à 3 600 kgf/cm² pourront être utilisés exceptionnellement sous réserve d'appliquer alors à la contrainte maximale $\frac{2}{3} \sigma'_{ak}$ prévue en 3,322

un coefficient de minoration égal à $\frac{\sigma'_{ak}}{3 600}$.

4,121 Arrêt et jonction des armatures longitudinales

Lorsque les armatures longitudinales des poteaux devront être arrêtées, les arrêts seront effectués conformément aux règles 2,3622.

Les jonctions entre les différents tronçons de barres seront normalement réalisées, conformément aux règles 2,3622, 2,372, 2,38 et 2,39 :

- soit par recouvrements — sans crochets,
- soit par soudure,
- soit, moyennant justifications, par tout autre procédé.

4,122 Dans le cas où les poteaux sont sollicités au niveau supérieur des semelles par des moments fléchissants susceptibles de donner des efforts de traction sur une ou plusieurs faces, on est souvent conduit à retourner horizontalement les barres longitudinales des poteaux en les croisant à la partie inférieure des semelles. Ce sera notamment le cas où, sous la sollicitation (Σa) définie en 3,25, la section de base du poteau est partiellement tendue.

4,124 La règle donnée élimine les sérieuses objections que soulève la fixation d'un pourcentage indépendant de la nuance des armatures utilisées, des conditions de sollicitation du poteau et des dimensions de sa section.

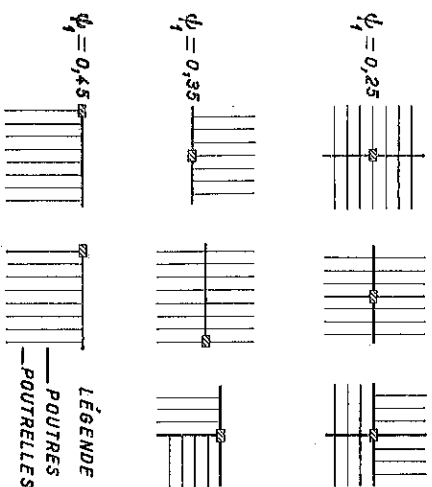


Fig. 20

Dans le calcul des ossatures des bâtiments courants, on néglige souvent les efforts de flexion sollicitant les poteaux. Pour en tenir compte dans une certaine mesure, les Règles BA 1945 imposaient des majorations des charges verticales suivant la disposition des poutres transmettant les charges aux poteaux. Il a paru plus logique de supprimer ces majorations de charges et de fixer des pourcentages d'armatures longitudinales variables suivant la disposition des poutres.

Pratiquement, dans les bâtiments courants, la valeur 0,25 du coefficient ψ_1 sera appliquée aux poteaux intérieurs, la valeur 0,35 aux poteaux de façade, et la valeur 0,45 aux poteaux d'angle.

L'adoption d'un pourcentage indépendant des dimensions de la section du poteau conduirait à des armatures anormalement réduites pour les poteaux de faible section; cette anomalie a été évitée

4,122 Jonction avec les semelles de fondation

A la jonction avec les semelles de fondation, on vérifiera les conditions de transmission des efforts des poteaux aux semelles et les conditions d'ancrage des barres.

4,123 Distance maximale entre armatures longitudinales d'une même face

Pour tous les poteaux, la distance maximale des axes de deux barres voisines sur une même face ne devra pas excéder vingt fois le diamètre nominal de la plus petite de ces barres.

De plus, dans le cas de poteaux à section rectangulaire allongée dont la grande dimension b est supérieure à deux fois la petite a ($b > 2a$), cette distance ne devra pas excéder non plus $2a$.

4,124 Pourcentage minimal d'armatures longitudinales

Le pourcentage des armatures longitudinales, rapporté au volume d'un poteau fictif dont le béton subirait, sous la charge sollicitante, une contrainte égale à la contrainte admissible de compression simple σ_{bc} , sera au moins égal à :

$$\psi_1 \psi_2 \left(1 + \frac{2400}{\sigma_{ak}} \right)$$

σ_{ak} étant la valeur de la limite d'élasticité des armatures longitudinales à introduire dans les calculs de résistance,

ψ_1 un coefficient pris égal à :

0,25

pour les poteaux qui reçoivent au niveau supérieur de l'étage considéré, soit deux poutres se faisant suite et servant elles-mêmes de support à deux travées contiguës de plancher, soit quatre poutres formant croix,

0,35

pour les poteaux qui reçoivent au niveau supérieur de l'étage considéré, soit deux poutres se faisant suite mais dont chacune ne supporte qu'une seule travée de plancher, soit une seule poutre supportant deux travées continues de plancher, soit trois poutres formant T,

0,45

pour les poteaux qui supportent au niveau supérieur de l'étage considéré, soit une seule poutre chargée par une seule travée de plancher, soit deux poutres orthogonales,

et ψ_2 un coefficient qui dépend de la forme du poteau, pris en général

par l'introduction, dans la formule, du coefficient ψ_2 . Si l'on suppose que les armatures transversales limitent un contour dont chaque élément est à 2 cm de l'élément correspondant du contour du poteau, le coefficient ψ_2 égal pour les poteaux visés ci-dessous à $\left(\frac{B}{B_i}\right)^2$ prend les valeurs suivantes :

Poteaux carrés 30×30 $\left\{ \left(\frac{B}{B_i}\right)^2 = \left(\frac{30 \times 30}{26 \times 26}\right)^2 = 1,77 \right.$
ou poteaux circulaires $\Phi 30$

Poteaux carrés 20×20 $\left\{ \left(\frac{B}{B_i}\right)^2 = \left(\frac{20 \times 20}{16 \times 16}\right)^2 = 2,44 \right.$
ou poteaux circulaires $\Phi 20$

Poteaux carrés 14×14 $\left\{ \left(\frac{B}{B_i}\right)^2 = \left(\frac{14 \times 14}{10 \times 10}\right)^2 = 3,84 \right.$
ou poteaux circulaires $\Phi 14$

Les armatures longitudinales doivent évidemment être disposées de telle façon que leur efficacité soit maximale pour résister aux effets des couples de flexion agissant sur les poteaux.

La règle donnée pourra ne plus être appliquée quand la section étant uniformément comprimée, la contrainte du béton sera inférieure à $\frac{\bar{\sigma}_{bo}}{3}$; il ne sera alors plus nécessaire de prévoir des armatures longitudinales dans des pièces de sections transversales relativement importantes et peu éancées.

4,131 Pour que les armatures transversales, autres que les cerces, s'opposent efficacement au flambement des armatures longitudinales, il faut que toute tendance à un mouvement vers l'extérieur des armatures longitudinales mette en jeu des efforts de traction directe dans les armatures transversales.

égal à $\left(\frac{B}{B_i}\right)^2$, B désignant l'aire de la section de béton du poteau et B_i l'aire de la section de béton à l'intérieur du contour des armatures transversales.

Dans le cas de poteaux de section rectangulaire allongée, on retiendra pour ψ_2 la plus petite des valeurs $\left(\frac{B}{B_i}\right)^2$ et $\left(\frac{a}{a_i}\right)^3$, a étant la petite dimension du poteau et a_i la dimension mesurée parallèlement à a à l'intérieur des armatures transversales.

4,13 ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX

4,131 Disposition des armatures transversales

Les poteaux devront être munis d'armatures transversales maintenant les armatures longitudinales et s'opposant efficacement à leur flambement.

Le diamètre de ces armatures transversales et leurs écartements seront déterminés conformément à la règle 2,3521.

4,132 Pourcentage minimal d'armatures transversales

Le pourcentage des armatures transversales rapporté au volume d'un poteau fictif dont le béton subirait, sous la charge sollicitante, une contrainte égale à la contrainte admissible de compression simple, sera au moins égal à $0,15 \left(1 + \frac{2400}{\sigma'_{ak}}\right)$, σ'_{ak} étant la valeur de la limite d'élasticité des armatures transversales à introduire dans les calculs de résistance.

4,141 Le frettage a pour résultat de transformer une pièce comprimée se comportant à la rupture comme constituée par un matériau fragile en une pièce se comportant à la rupture comme constituée par un matériau plastique ⁽¹⁾.

Lors d'un essai d'écrasement, une pièce en béton non armé se rompt avec un bruit d'explosion en projetant de grands éclats. Si la pièce est en béton armé, la rupture demeure néanmoins brutale.

Au contraire, dans une pièce en béton fretté, la partie extérieure aux frettes se fissure et se détache progressivement; la pièce réduite à son noyau fretté possède encore à ce moment une résistance croissante si les frettes sont circulaires.

La résistance d'une pièce en béton fretté dépend essentiellement non seulement de la qualité du béton mis en œuvre mais aussi de la précision de la disposition des frettes.

Les essais ont montré que des imperfections — même localisées — dans l'espacement des frettes, leur centrage, leur recouvrement ou leur ancrage aux extrémités pouvaient être à l'origine de ruptures prématurées. Les ancrages aux extrémités des frettes doivent assurer la résistance totale de celles-ci; l'écartement des frettes doit être régulier, la résistance de la pièce dépendant de l'écartement réel de deux frettes voisines.

Il est d'ailleurs recommandé, afin de permettre une exécution satisfaisante des pièces frettes, de ne pas diminuer exagérément leur section transversale et de ne pas descendre au-dessous de 25 cm pour la plus petite dimension de cette section.

Le frettage est indiqué toutes les fois qu'il faut prévoir une adaptation comme dans les articulations, les pieux battus par choc direct, les ancrages, la transmission des efforts localisés, etc. Il convient, de plus, de considérer les conditions de flambement. Celui-ci intervient dès que la limite d'élasticité est pratiquement atteinte et pour celle-ci le frettage ne joue aucun rôle. En conséquence, des pièces en béton fretté, même relativement courtes, peuvent périr par flambement. Cette éventualité est particulièrement grave pour des poteaux ou des arcs.

4,142 Pour les raisons exposées ci-dessus (commentaire 4,141), il a paru prudent de limiter le coefficient de frettage. Par exemple, pour un béton présentant une résistance à 28 jours d'âge de 270 kgf/cm²:

⁽¹⁾ L'attention des constructeurs est appelée sur la remarque suivante: si l'ossature d'un bâtiment comporte un ensemble de poteaux en béton armé non frettes et exceptionnellement certains poteaux frettes, ces derniers sont susceptibles d'accuser des déformations nettement plus importantes que les poteaux non frettes; il en résulte des dénivellations des appuis des poutres dont il convient éventuellement de tenir compte.

4,14 FRETAGE

4,141 Contrainte admissible du béton fretté

La contrainte de compression admissible pour le béton fretté sera égale au produit de la contrainte de compression admissible pour le béton armé telle qu'elle est définie en 2,21 par le coefficient de frettage donné par l'expression

$$1 + \mu, \text{ où } \mu = \left(1 - \frac{2t}{a}\right) \frac{\sigma'_{ak}}{\sigma_{28}}$$

Dans cette expression,

σ_0 désigne le volume des armatures transversales par unité de volume du béton;

t l'écartement d'axe en axe des armatures transversales;

a la plus petite dimension de la section transversale de la pièce comprimée;

μ , un coefficient de forme des armatures transversales égal à :

3,00 pour les frettes hélicoïdales continues ou pour un quadrillage de deux nappes de barres repliées formant dans chacune de ces nappes une suite d'« épingles à cheveux » alternées (t désigne, dans ce cas, la distance de deux nappes de même orientation);

1,50 pour les cadres de forme carrée;

$1,50 \frac{a}{b}$ pour les cadres de forme rectangulaire (b étant la plus grande dimension de la section transversale de la pièce);

σ'_{ak} la limite d'élasticité des frettes à introduire dans les calculs de résistance;

σ_{28} la résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge, mesurée dans les conditions prévues à l'annexe B 3.

4,142 Limite supérieure du coefficient de frettage

En aucun cas, la contrainte de compression ne dépassera la valeur exprimée en kgf/cm² par :

$$14,5 \sqrt{\rho_b \sigma_{28}}$$

où σ_{28} est exprimée elle-même en kgf/cm², ce qui limite le coefficient de frettage à $\frac{14,5}{\sqrt{\rho_b \sigma_{28}}}$, ρ_b ayant les valeurs définies en 2,21.

— en compression simple, on a $p_b = 0,30$, $p_b \sigma_{23} = \bar{\sigma}_{b0} = 81 \text{ kgf/cm}^2$ et la contrainte de compression autorisée par le frettage est limitée à 130 kgf/cm^2 (coefficient de frettage maximal = 1,61).

— en flexion simple, on a $p_b = 0,60$, $p_b \sigma_{23} = \bar{\sigma}_b = 162 \text{ kgf/cm}^2$ et la contrainte de compression autorisée par le frettage est limitée à 184 kgf/cm^2 (coefficient de frettage maximal = 1,14).

La limitation du coefficient de frettage ne s'applique évidemment pas à la contrainte du noyau plastique d'une articulation.

4,1442 On améliore l'efficacité d'un quadrillage en disposant au contact les boucles des armatures suivant le schéma (fig. 21 a et b).

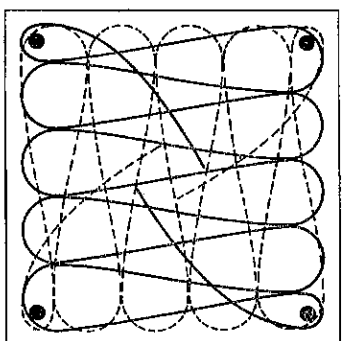
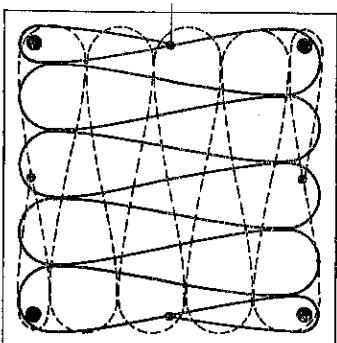


Fig. 21



4,145 Si l'on désigne par B_i la section du noyau fretté, par A la section des armatures longitudinales, les calculs de résistance seront effectués en faisant intervenir la section $B_i + nA$. En raison des risques d'éclatement du béton extérieur aux frettes, il ne peut être question de prendre en compte la section correspondante dans les calculs de résistance.

4,143 Armatures longitudinales des pièces comprimées en béton fretté

Les armatures longitudinales des pièces comprimées en béton fretté sont justiciables des règles 4,12.

4,144 Armatures transversales des pièces en béton fretté

— 0 Le rapport du volume des frettes au volume total de la pièce ne sera pas inférieur à six millièmes (0,006).

— 1 Chaque tronçon de frette hélicoïdale se terminera par des retours dans la masse du béton à l'intérieur du noyau; la longueur de scellement sera déterminée pour une contrainte des frettes égale à la limite σ'_{ak} . La transmission des efforts entre les tronçons successifs des frettes devra être assurée.

— 2 Les boucles des armatures de frettage disposées en quadrillage présenteront des rayons de courbure suffisants pour que la contrainte locale du béton n'excède pas la limite fixée en 2,363, la contrainte de ces armatures étant égale à σ'_{ak} . Aux extrémités de chaque tronçon, ces armatures devront être ancrées dans le béton à l'intérieur du noyau, la longueur du scellement étant déterminée pour une contrainte égale à la limite σ'_{ak} ⁽¹⁾.

4,145 Prise en considération du béton

Dans les calculs de résistance des pièces comprimées frettées, y compris ceux relatifs au flambement, on ne fera intervenir que la section du noyau fretté.

En ce qui concerne les armatures longitudinales, on appliquera la règle générale 3,322.

⁽¹⁾ Cependant, si elles sont en acier doux, elles pourront être ancrées par soudure (fig. 21 b).

4,15 Les articles 4,151 à 4,155 ne visent que les pièces dont la fibre moyenne est réputée rectiligne.

4,15 FLAMBEMENT

4,151 Longueur de flambement

- 0 La longueur de flambement l_e sera déterminée en fonction de la longueur libre théorique l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives.

- 1 ÉVALUATION DE LA LONGUEUR LIBRE

La longueur libre l_0 des poteaux d'un bâtiment à étages multiples sera comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de la jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

La longueur libre l_0 des poteaux d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert sera comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher haut du sous-sol au sommet du poteau.

- 2 VALEURS DE l_e

S'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de réduire la longueur de flambement, cette longueur l_e sera prise égale à :

$2 l_0$ si la pièce est libre à une extrémité et encastrée à l'autre;

l_0 si la pièce est articulée aux deux extrémités;

l_0 si la pièce est encastrée aux deux extrémités dans le cas où ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement;

$\frac{l_0}{\sqrt{2}}$ si la pièce est articulée à une extrémité et encastrée à l'autre;

$\frac{l_0}{2}$ si la pièce est encastrée aux deux extrémités dans le cas où ces deux extrémités sont empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

- 21 CAS DE BATIMENTS A ÉTAGES MULTIPLES

Pour les bâtiments à étages où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur l_e sera prise égale à :

0,7 l_0 si le poteau est à ses extrémités :

— soit encastré dans un massif de fondations,

4,152 Il est à remarquer que la définition adoptée dans la présente règle pour le terme « élancement » est conforme à celle qu'il a en résistance des matériaux classique. Il convient d'éviter toute confusion avec la signification qui lui est attribuée souvent dans le langage courant où le terme « élancement » est le rapport de la hauteur à la plus petite dimension transversale.

4,1531 On ne fait pas de vérification spéciale au flambement pour $\lambda = \frac{l_e}{i} \leq 50$.

En section rectangulaire, si l'on néglige les armatures, α étant la dimension du petit côté, $i = 0,2886 a$, la condition $\frac{l_e}{i} = 50$ correspond à $\frac{l_e}{a} = 14,4$.

En section circulaire de diamètre Φ , on a en négligeant les armatures $i = 0,25 \Phi$ et la condition $\frac{l_e}{i} = 50$ correspond à $\frac{l_e}{\Phi} = 12,5$.

4,1532 En particulier pour l'acier doux ($\sigma_{ak} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$), l'expression de f devient :

$$f = \frac{1 + \frac{\xi}{1000} (l_e - 50i)^2}{\rho} \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma}$$

• Pour $\lambda > 50$, on vérifiera la pièce comme si elle était soumise à la flexion composée sous l'effet de l'effort normal appliqué N et d'un moment fléchissant de variation sinusoïdale dont la valeur maximale au milieu de la longueur de flambement l_e a pour valeur Nf .

• Les deux expressions de f donnent une flèche nulle pour $l_e = 50i$; elles permettent donc un raccordement continu avec le cas où $\lambda < 50$. Elles font intervenir le facteur classique d'amplification d'un moment sinusoïdal $\frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma}$.

— soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins le même moment d'inertie que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part;

0,9 l_0 dans tous les autres cas.

4,152 Élancement

L'élancement λ d'une pièce est égal au rapport de la longueur de flambement l_e définie en 4,151 au rayon de giration de la section rendue homogène ⁽¹⁾ correspondant au plan dans lequel on étudie le flambement :

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

4,153 Vérification des pièces comprimées non fléchies

— 1 Si l'élancement est inférieur à 50, on vérifiera la pièce en compression simple, sans tenir compte du flambement.

— 2 Si l'élancement est supérieur à 50, on vérifiera la pièce comme si elle était soumise à la flexion composée sous l'effet :

a) de l'effort normal appliqué N ;

b) d'un moment fléchissant correspondant à une déformation fictive de la pièce définie comme suit :

La ligne moyenne déformée de la pièce est supposée être une sinusoïde; l'amplitude maximale de la déformation au milieu de la longueur de flambement a pour valeur :

— pour $\sigma'_{ak} \geq 3600 \text{ kgf/cm}^2$

$$f = \frac{1 + \frac{\xi}{1300} (l_e - 50i)^2}{\rho} \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma}$$

⁽¹⁾ Avec $n = 15$.

— pour $\sigma'_{dk} < 3\,600 \text{ kgf/cm}^2$

$$f = \frac{4(1 + \xi)}{1\,600 + \sigma'_{dk}} \frac{(l_e - 50i)^2}{\rho} \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma}$$

Dans ces deux expressions :

ξ est le rapport de la charge permanente à la charge totale de calcul ;

ρ est la plus petite des distances du centre de gravité de la section de la pièce réduite au béton seul au contour de cette section dans le plan où l'on étudie le flambement ;

σ est la contrainte normale rapportée à la section rendue homogène sous l'effet de l'effort normal N , soit :

$$\sigma = \frac{N}{B + 15A}$$

σ_E est la contrainte critique d'EULER rapportée également à la section rendue homogène.

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_b}{\lambda^2}$$

où E_b sera pris au plus égal à :

$$E_0 + (E_i - E_0) \times \frac{\text{surcharges rapidement variables}^{(1)}}{\text{charge totale}}$$

pour un poteau non fretté, et à la même valeur divisée par celle du carré du coefficient de frettage pour un poteau fretté.

En aucun cas σ ne devra être supérieure à $0,4 \sigma_E$.

4,154 **Vérification des pièces comprimées et fléchies dans le plan pour lequel on étudie le flambement**

On ajoutera aux effets des sollicitations indiquées ci-dessus pour les pièces non fléchies, l'effet du moment fléchissant sollicitant M multiplié par le facteur d'amplification correspondant.

4,155 **Vérification de la sécurité à l'égard des surcharges**

Une telle vérification ne sera pas faite pour les pièces comprimées non fléchies. En revanche, pour les pièces comprimées et fléchies, on procédera à la vérification de la sécurité à l'égard des surcharges suivant la règle 3,25.

⁽¹⁾ E_i et E_0 sont définis en 3,312, la notion de surcharges variables étant précisée également en 3,312.

• La règle fixe la valeur de E_b intervenant dans la contrainte critique d'Euler pour les poteaux non frettés et pour les poteaux frettés. Pour des poteaux sollicités uniquement par des charges de longue durée, les valeurs de E_b sont égales à E_0 dans le cas de poteaux non frettés, et à E_0 divisé par le carré du coefficient de frettage dans le cas de poteaux frettés.

4,154 A défaut de calcul plus précis, on pourra admettre comme valeur-enveloppe du facteur d'amplification du moment celle donnée par l'expression suivante indiquée par M. Caquot :

$$\frac{\sigma_E}{\sigma_E - 1,2\sigma}$$

4,155 La condition de vérification complémentaire de la sécurité revêt une importance particulière dans la justification des pièces comprimées et fléchies. Il ne faut pas omettre de tenir compte des coefficients γ_1 , γ_2 et γ_3 de majoration des surcharges définis en 3,25 dans la valeur du facteur d'amplification de la flèche f et dans celle du facteur d'amplification du moment. La contrainte σ intervenant au dénominateur de ces deux facteurs est déterminée à partir de l'effort normal majoré suivant la règle 3,25 dans sa partie relative aux surcharges.

4,2 POUTRELLES ET POUTRES

4,21 RÈGLES GÉNÉRALES

4,210 Conventions

Dans une poutre supposée horizontale supportant des charges verticales, les moments fléchissants sont considérés :

— comme positifs s'ils engendrent des tractions sur les fibres inférieures;

— comme négatifs s'ils engendrent des tractions sur les fibres supérieures.

4,211 Portées

Sauf dans le cas exceptionnel de poutres munies d'appareils d'appui, la portée à introduire dans les calculs est la portée mesurée entre nus intérieurs des appuis, sous réserve du contrôle des effets des réactions sur les appuis.

4,211 Lorsque la poutre est bétonnée directement sur ses appuis supposés en béton armé, il n'y a pas lieu, en général, de faire une vérification particulière des effets des réactions sur les appuis. Par contre, lorsque les poutres portent sur des massifs ou des murs en maçonnerie ou en béton non armé, la portée sera éventuellement comptée entre points d'application des résultantes des pressions. Pour fixer ces points d'application, on pourra admettre une répartition linéaire des pressions, la valeur maximale étant égale à la contrainte admissible sur la maçonnerie.

Il y a souvent intérêt, pour éviter les épanouissements des appuis en maçonnerie, à adopter une disposition qui ne charge pas les murs ou massifs au droit des arêtes mais en retrait de celles-ci (voir fig. 13, p. 94).

4,212 Il y a lieu de s'assurer que le moment d'encastrement est bien équilibré par les réactions du massif d'appui (cas d'une poutre s'appuyant dans un mur) ou par celles des éléments aboutissant au nœud d'appui de la poutre (cas d'une ossature).

4,213 La règle ci-contre définit la largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure dans les calculs relatifs aux contraintes normales d'une section en forme de T. Il n'est pas illogique qu'elle fixe des règles différentes de celles données en 3,413 pour la largeur uniforme de hourdis à prendre en compte dans la détermination des moments d'inertie d'une section en forme de T é intervenant dans les calculs des systèmes hyperstatiques.

On admet que les plans limitant latéralement à partir d'un appui la largeur du hourdis associé à une nervure font avec le plan vertical de symétrie de celle-ci un angle θ tel que $\operatorname{tg} \theta = 0,75$ alors que dans les Règles BA 1945 on avait admis $\operatorname{tg} \theta = 1$; en raison de l'accroissement de la contrainte admissible de compression en flexion,

4,212 Sections d'encastrement à vérifier pour les poutres continues ou partiellement encastrees

Dans les éléments continus ou solidaires de leurs appuis, les sections pour lesquelles on doit s'assurer de la résistance aux moments de continuité sont les sections des nus intérieurs des appuis, sous réserve du contrôle des effets des réactions sur les appuis ou sur les nœuds qui doivent équilibrer les moments d'encastrement.

4,213 Largeur de hourdis associé aux nervures

Dans les calculs relatifs aux contraintes normales, dans une section transversale déterminée d'une poutre constituée par une nervure et le hourdis qui lui est associé, la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser la plus faible des trois valeurs suivantes :

— la moitié de l'intervalle entre faces les plus proches de deux nervures voisines;

— le dixième de la portée libre de la nervure entre nus des appuis;

— les trois quarts de la distance de la section considérée à l'appui le plus proche.

la réduction de la largeur de hourdis qui correspond mieux à la réalité ne saurait constituer une gêne pour les constructeurs.

Enfin, l'épanouissement des tables de compression à partir des points de moment nul, comme le préconisaient les Règles BA 1945, n'était pas entièrement justifié; il est donc apparu préférable de compter cet épanouissement à partir de l'appui le plus proche de la section considérée.

• Les conditions de liaison des hourdis aux nervures sont précisées en 4,237.

4,220 Les calculs des planchers conduits suivant les méthodes de continuité théorique appellent les remarques suivantes:

1) A moins de complications excessives, ces calculs ne mettent pas en compte les variations du facteur EI le long de la ligne moyenne des poutres et ils négligent ou font intervenir le plus souvent d'une façon empirique les raideurs de torsion ou de flexion des éléments porteurs.

Il convient de remarquer que les ingénieurs qui appliquent des méthodes de continuité théorique en négligeant ces variations sont en général conduits à surestimer les moments sur appuis et à sous-estimer les moments en travée; il serait préférable, dans la majorité des cas, de faire l'inverse.

2) Sous l'action des charges permanentes, les effets de continuité dépendent essentiellement de l'échelonnement dans le temps des opérations d'exécution et de décoffrage des travées successives. Si ces opérations ne font pas l'objet d'un programme fixé à l'avance et scrupuleusement suivi — ce qui est généralement le cas sur des chantiers de bâtiments — tout calcul en continuité théorique risque d'être assez éloigné des conditions réelles de fonctionnement, au moins sous l'effet du poids propre.

3) Sous l'action des surcharges susceptibles de variations rapides, les éléments de construction dont les dimensions et les armatures sont déterminées pour équilibrer des efforts voisins de ceux auxquels conduisent les calculs classiques de continuité — dans les conditions les plus défavorables de distribution des surcharges — se fissurent moins et présentent une meilleure tenue dans le temps que les éléments calculés en prenant en compte des moments de continuité notablement plus faibles que ceux correspondant aux calculs en continuité théorique; cette constatation n'apparaît avec netteté que dans les planchers où les surcharges variables sont notablement plus importantes que les charges permanentes.

4) Lorsque l'on procède à des essais par chargement direct de travées continues, la répercussion des effets des charges dans les travées autres que celles directement chargées s'atténue plus rapidement que ne l'indiquent les calculs en continuité théorique. Il en résulte qu'il

4,22

CALCULS DES MOMENTS FLÉCHISSANTS

4,220

Principe des méthodes de calcul

Les moments fléchissants pourront être calculés, dans les hypothèses correspondant aux liaisons réalisées, soit par les méthodes de la résistance des matériaux classique, soit par les méthodes simplifiées et approximatives indiquées ci-après et en annexe.

est légitime de limiter l'étude des effets des charges aux travées voisines de celles considérées.

Dans les immeubles à usage d'habitation et dans la plupart des immeubles administratifs ou à usage de bureaux, les surcharges sont du même ordre que les charges permanentes. Pour de telles constructions, il est donc parfaitement légitime de substituer à des calculs théoriques dont la précision risque d'être souvent illusoire, des règles simples et raisonnables conformes aux usages de la plupart des bureaux d'études.

De telles règles ont d'ailleurs reçu la sanction de l'expérience puisque les planchers à surcharge modérée auxquels elles ont été appliquées se sont en général bien comportés. En tout état de cause, comme l'ont montré des expériences récentes, elles donnent une sécurité à la rupture très suffisante.

4,2210

Le domaine de validité est strictement défini ci-contre.

Si les éléments de plancher considérés ont uniquement à supporter des charges et surcharges uniformément réparties et si g est l'intensité des charges permanentes par unité de longueur, p l'intensité des surcharges (valeur nominale) par unité de longueur,

q l'intensité de la charge totale de calcul par unité de longueur $q = g + 1,2 p$,

la condition fixée $p < \frac{3}{2} g$ est équivalente aux conditions :

$$p < \frac{15}{28} q$$

$$1,2 p < \frac{9}{5} g$$

$$\text{ou} \quad 1,2 p < \frac{9}{14} q$$

Les règles ci-après sont donc applicables en principe — sous réserve qu'ils ne comportent pas de revêtements spécialement fragiles — aux planchers d'habitation, aux planchers des bâtiments à usage de bureaux, de locaux d'enseignement et d'hospitalisation, mais elles ne doivent pas être appliquées aux planchers à fortes surcharges tels que les planchers de magasins ou d'entrepôts, de salles de spectacle et de danse.

4,221

Règles applicables aux planchers à surcharge modérée

- 0

DOMAINE DE VALIDITÉ

Les règles ci-après ne sont applicables qu'aux éléments de plancher pour lesquels :

— la fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements,

— la somme des surcharges variables qui peuvent leur être appliquées est inférieure à une fois et demie (1,5 fois) la somme des charges permanentes (dans cette évaluation, les surcharges variables ne sont pas multipliées par le coefficient 1,2),

— les éléments solidaires ont une section constante dans les différentes travées.

4,2211 Il est rappelé que les normes en vigueur prévoient que les éléments porteurs supportant une surface importante de planchers (poutres principales de grande portée, poteaux) pourront, si les conditions réelles d'exploitation le justifient, être calculés pour une surcharge inférieure à celle ayant servi de base aux calculs des éléments secondaires (hourdis, poutrelles). Cette dernière est égale à la surcharge nominale majorée de 20 %, en application de la règle 3,123.

Le Cahier des charges particulier indiquera éventuellement dans quelles conditions précises ce texte peut être appliqué.

4,22121 Dans le cas particulièrement fréquent où les moments sur appuis d'une même travée sont choisis égaux, la condition 4,22121 s'énonce simplement :

« La somme du moment maximal en travée M_i et de la valeur absolue commune des moments sur appuis doit être au moins égale à $1,15 M_0$ ».

L'application de ces règles donne à l'ingénieur plus de liberté dans le choix des moments fléchissants que les règles fortuitaires pour le calcul des poutres et poutrelles de l'annexe 7,3 des Règles BA 1945.

Ci-après quelques exemples de choix possibles :

— Cas de travées intermédiaires de section constante telles que les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées des deux travées qui l'encadrent soient tous deux compris entre 0,80 et 1,25. Les moments M_w et M_e sont choisis égaux :

M_w	M_i	M_e
— 0,40 M_0	+ 0,75 M_0	— 0,40 M_0
— 0,48 M_0	+ 0,67 M_0	— 0,48 M_0
— 0,50 M_0	+ 0,65 M_0	— 0,50 M_0
— 0,60 M_0	+ 0,55 M_0	— 0,60 M_0
— 0,65 M_0	+ 0,50 M_0	— 0,65 M_0

— 1 ÉVALUATION DES CHARGES TRANSMISES AUX DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS

Pour l'évaluation des charges transmises par les hourdis aux poutrelles, par les poutrelles aux poutres et par les poutres aux poteaux, on pourra admettre la discontinuité des différents éléments, exception faite toutefois :

— des travées de rive des poutrelles et poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il sera tenu compte de la solidarité, soit en prenant en considération les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 % s'il s'agit de poutres à deux travées et de 10 % s'il s'agit de poutres à plus de deux travées,

— des travées de rive prolongées par une console où l'on tiendra compte de l'effet de console.

— 2 MOMENTS FLÉCHISSANTS PRIS EN COMPTE

— 21 Cas d'éléments à travées solidaires de section constante, les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant tous deux compris entre 0,80 et 1,25

— Si M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges,

— Si M_w et M_e sont respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et si M_i est le moment maximal en travée pris en compte dans les calculs de l'élément considéré,

— Si x_0 est la distance à l'appui de gauche de la section où se produit le moment maximal en travée correspondant à la ligne de fermeture M_w, M_e du diagramme des moments en travée indépendante, on devra vérifier l'inégalité :

$$M_i + M_w \frac{l - x_0}{l} + M_e \frac{x_0}{l} > 1,15 M_0$$

De plus, le moment maximal en travée M_i , ne sera pas inférieur à :

$$0,50 M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire,} \\ 0,60 M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive,}$$

— Cas d'une travée de rive telle que le rapport de sa portée à celle de la travée contiguë est compris entre 0,80 et 1,25.

libre : a) Charge concentrée Q appliquée au milieu de la portée

$$M_0 = \frac{Ql}{4} \quad x_0 = \frac{l}{2}$$

$$M_i > 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

M_w appui de rive	M_i	M_e appui intermédiaire
Encastrement négligable en rive	$\begin{cases} 0 & +0,90 M_0 \\ 0 & +0,85 M_0 \\ 0 & +0,80 M_0 \\ 0 & +0,75 M_0 \end{cases}$	$\begin{cases} -0,50 M_0 \text{ (au moins 3 travées)} \\ -0,60 M_0 \\ -0,70 M_0 \\ -0,80 M_0 \end{cases}$
Encastrement admissible en rive :	$\begin{cases} -0,20 M_0 & +0,80 M_0 \\ -0,20 M_0 & +0,75 M_0 \\ -0,20 M_0 & +0,70 M_0 \\ -0,20 M_0 & +0,65 M_0 \end{cases}$	$\begin{cases} -0,50 M_0 \text{ (au moins 3 travées)} \\ -0,60 M_0 \\ -0,70 M_0 \\ -0,80 M_0 \end{cases}$
Encastrement admissible en rive :	$\begin{cases} -0,40 M_0 & +0,70 M_0 \\ -0,40 M_0 & +0,65 M_0 \\ -0,40 M_0 & +0,60 M_0 \\ -0,40 M_0 & +0,60 M_0 \end{cases}$	$\begin{cases} -0,50 M_0 \text{ (au moins 3 travées)} \\ -0,60 M_0 \\ -0,70 M_0 \\ -0,80 M_0 \end{cases}$

b) Charge uniformément répartie q :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}, x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{ql}$$

$$M_i > 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{ql^2}$$

M_w appui de rive	M_i	M_e appui intermédiaire
Encastrement négligable en rive	$\begin{cases} 0 & +0,93 M_0 \\ 0 & +0,90 M_0 \\ 0 & +0,86 M_0 \\ 0 & +0,83 M_0 \end{cases}$	$\begin{cases} -0,50 M_0 \text{ (au moins 3 travées)} \\ -0,60 M_0 \\ -0,70 M_0 \\ -0,80 M_0 \end{cases}$

et la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne sera pas inférieure à :

0,60 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées,
0,50 M_0 dans le cas des appuis voisins de l'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées,
0,40 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retiendra pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte devra être justifiée.

M_w appui de rive	M_i	M_e appui intermédiaire
Encastrement admissible en rive :		
$-0,20 M_0$	$+0,81 M_0$	$-0,50 M_0$ (au moins 3 travées)
$-0,20 M_0$	$+0,77 M_0$	$-0,60 M_0$
$-0,20 M_0$	$+0,73 M_0$	$-0,70 M_0$
$-0,20 M_0$	$+0,70 M_0$	$-0,80 M_0$
Encastrement admissible en rive :		
$-0,40 M_0$	$+0,705 M_0$	$-0,50 M_0$ (au moins 3 travées)
$-0,40 M_0$	$+0,655 M_0$	$-0,60 M_0$
$-0,40 M_0$	$+0,61 M_0$	$-0,70 M_0$
$-0,40 M_0$	$+0,60 M_0$	$-0,80 M_0$

• Même dans le cas restrictif des rapports de portées visés en 4,22121, il est difficile de donner des règles générales permettant de déterminer a priori les longueurs des armatures supérieures (chapeaux) et des armatures inférieures de deuxième lit.

On peut seulement indiquer que les armatures supérieures (chapeaux) doivent avoir une longueur au moins égale au cinquième (1/5) de la portée libre de la plus grande des travées encadrant l'appui considéré dans le cas de planchers où $p < g$ et si l'on prend des moments de continuité dont les valeurs sont voisines des valeurs minimales fixées ci-dessus.

En tout état de cause, l'attention des projecteurs est appelée sur les points suivants :

a) Dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les plus chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les moins chargées. Dans le cas de travées de portées très inégales, il est évident que des armatures supérieures doivent être prévues éventuellement sur toute la longueur de la petite travée.

b) La disposition des ancrages des chapeaux et des barres inférieures de renfort doit être telle qu'elle ne favorise pas la formation de fissures sensiblement inclinées à 45°. Il est donc recommandé d'adopter la disposition de la figure 22.

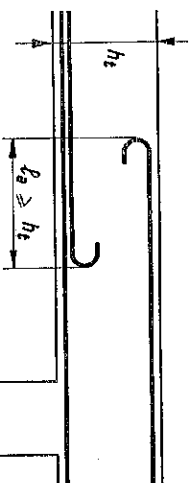


Fig. 22

4,22122 Dans le cas où les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées des travées contiguës ne sont pas tous deux compris entre 0,80 et 1,25, il est nécessaire d'étudier séparément les effets des charges permanentes et ceux des surcharges, ces dernières étant disposées dans les conditions plausibles les plus défavorables.

Les règles prévoient que l'on pourra aussi appliquer la méthode définie en 4,222, mais pour tenir compte dans une mesure raisonnable des phénomènes d'adaptation, il sera loisible de prendre des valeurs des moments fléchissants sur appuis, sous l'action des charges permanentes, égales aux deux tiers (2/3) des valeurs trouvées par application directe de la méthode 4,222. Ces moments réduits servant à tracer les lignes de fermeture des diagrammes des moments, les valeurs des moments fléchissants en travée se trouvent majorées par rapport à celles résultant de l'application directe de la méthode 4,222.

Il est bien évident qu'on peut appliquer la méthode définie ci-dessus, même dans les conditions restrictives de portées visées à l'article 4,22121; il n'est alors pas nécessaire de vérifier les inégalités fixées dans le même article.

4,222 La « méthode approchée pour le calcul des poutres continues solidaires (ou non) des poteaux qui les supportent sous l'action des charges verticales », exposée en annexe A 1, est due à M. Caquot; elle a déjà été préconisée dans les Règles BA 1945. Elle tient compte implicitement des variations d'inertie résultant de la présence des tables de compression en travée et de la réduction des moments sur appuis qui en est la conséquence.

4,231 La règle donnée pour les planchers à surcharge modérée simplifiée au maximum les calculs des travées courantes.

- 22 Cas d'éléments à travées solidaires de section constante, l'un au moins des rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées des travées contiguës étant inférieur à 0,80 ou supérieur à 1,25

Dans ce cas on pourra encore appliquer les règles définies ci-dessus, mais au lieu de le faire globalement pour l'ensemble des charges et surcharges, il conviendra d'étudier séparément l'effet des charges permanentes et celui des surcharges dans les différentes hypothèses plausibles de répartition de celles-ci.

On pourra aussi appliquer la méthode définie ci-après en 4,222 pour les planchers à forte surcharge, mais il sera alors loisible de réduire les valeurs absolues des moments fléchissants sur appuis sous l'effet des charges permanentes aux deux tiers (2/3) de celles trouvées, les moments en travée étant évidemment majorés en conséquence.

4,222 Règles applicables aux planchers à forte surcharge

Dans le cas de planchers à forte surcharge, il conviendra, si l'on veut limiter la fissuration, d'adopter, au moins sous l'action des surcharges, des valeurs des moments fléchissants sur appuis se rapprochant de celles que donne la théorie classique des poutres continues. On procèdera de même dans le cas de planchers où la fissuration éventuelle du béton armé risquerait d'être préjudiciable à la tenue de l'ouvrage ou à celle des revêtements. On pourra, par exemple, utiliser la méthode de continuité simplifiée exposée à l'annexe A 1, aussi bien pour l'évaluation des charges et surcharges transmises à un élément porteur que pour celle des moments fléchissants et efforts tranchants d'un élément quelconque (porteur ou porté).

4,23 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS ET CONDITIONS DE RÉSISTANCE AUX EFFETS DE CEUX-CI

4,231 Calcul des efforts tranchants

Pour les planchers à surcharge modérée visés en 4,224, les efforts tranchants pourront être calculés en faisant abstraction de la continuité, sauf dans le cas des travées de rive où il sera tenu compte soit des moments de continuité évalués comme indiqué à l'article 4,224, soit des majorations forfaitaires de 15 % et 10 % fixées dans le même article.

• Dans le cas de planchers à forte surcharge, le calcul effectué en appliquant la méthode théorique des poutres continues aux poutres secondaires et aux poutres principales est laborieux (chargement de surfaces disposées en damiers). C'est pour éviter cette complication qu'a été précisée la tolérance faisant l'objet du dernier alinéa.

4,2321 Il est rappelé qu'en vertu de la règle 3,422 le bras de levier z de la section efficace peut être pris égal aux sept huitièmes ($7/8$) de la hauteur utile.

Dans le cas des planchers à forte surcharge visés en 4,222, pour déterminer les effets des surcharges variables sur un élément de plancher, on considérera l'application de ces surcharges sur les deux travées d'éléments transmettant les charges à l'élément porteur envisagé et situées de part et d'autre de ce dernier; les réactions correspondantes pourront être calculées en prenant en compte les moments de continuité évalués par la méthode approchée définie à l'annexe A 1, en négligeant la solidarité avec les poteaux.

Les efforts tranchants dans les poutrelles et dans les poutres seront déterminés en tenant compte des moments de continuité.

Toutefois, dans le cas courant de planchers comportant des poutres maîtresses, des poutres secondaires et un hourdis, la règle vise uniquement l'évaluation des charges transmises aux poutres maîtresses. Pour déterminer les effets des surcharges sur les poutres secondaires, on supposera les hourdis discontinus au droit de celles-ci.

4,232 Contrainte de cisaillement et effort de glissement longitudinal

4.1 Dans une section normale d'une pièce prismatique fléchie, l'effort tranchant T engendre en tout point d'un segment MM' perpendiculaire au plan de flexion et situé à une distance y de l'axe neutre une contrainte tangentielle τ_y égale à

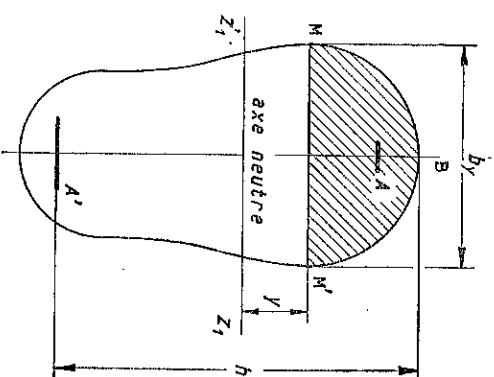
$$\tau_y = \frac{T S_{Iy}}{S_I} \frac{1}{b_y}$$

où :

S_I est le moment statique par rapport à l'axe neutre de l'une ou l'autre des deux parties en lesquelles la section est divisée par l'axe neutre,

S_{Iy} le moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie MBM' de la section efficace située au-dessus du segment MM' ,

z le bras de levier du couple des forces élastiques pour la section efficace ($z = \frac{I_y}{S_I}$, I_y étant



le moment d'inertie de ladite section efficace par rapport à l'axe neutre),

b_y la longueur du segment $\overline{MM'}$ (largeur de la section au niveau considéré).

Dans une section en forme de T_é, la contrainte de cisaillement maximale a pour valeur :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$$

b_0 étant la largeur de nervure de la section en T_é.

Pour une section rectangulaire, on remplacera, dans l'expression de τ_b , b_0 par b , b désignant la largeur de ladite section ⁽¹⁾.

- 2 Dans une pièce prismatique fléchie, l'effort tranchant engendre dans un plan parallèle à la ligne moyenne normal au plan de flexion et passant par le segment $\overline{MM'}$ situé à une distance y de l'axe neutre, un effort de glissement longitudinal dont la valeur K_y par unité de longueur de fibre moyenne est :

$$K_y = b_0 \tau_y = \frac{T S_{ly}}{z S_I}$$

où les symboles ont la même signification qu'en 4,2321.

Entre l'axe neutre et les armatures tendues, on admettra qu'en raison de la fissuration possible du béton tendu, l'effort de glissement longitudinal par unité de longueur a une valeur constante égale à :

$$K = \frac{T}{z}$$

4,233 Assimilation d'une poutre en béton armé à âme pleine à une poutre à treillis

Pour étudier la résistance d'une poutre en béton armé aux effets de l'effort tranchant, on considérera la poutre à treillis définie ci-après :

a) la membrure comprimée est constituée par la partie comprimée de la section efficace;

b) la membrure tendue est constituée par les armatures tendues de ladite poutre;

⁽¹⁾ On procédera de même dans toutes les formules qui suivent, établies pour une section en forme de T_é dont la nervure a une largeur b_0 .

4,233 L'assimilation à un système triangulé permet de résoudre les différents problèmes que posent les conditions de résistance à l'effort tranchant et les transmissions d'efforts dans les sections voisines des appuis (4,235). L'efficacité du système triangulé ne dépend pas seulement de la résistance des éléments qui le composent, mais aussi de la résistance des assemblages entre éléments de triangulation et membrures qui doivent assurer la transmission des efforts.

L'utilisation d'armatures transversales (cadres, étriers ou barres inclinées) ancrées dans de mauvaises conditions à leurs extrémités inférieures ou supérieures présente les mêmes avals que l'utilisation de poutres à treillis dans lesquelles les assemblages des diagonales et des montants sur les membrures seraient insuffisants.

c) la distance entre axes des deux membrures est égale au bras de levier z du couple des forces élastiques;

d) les éléments de triangulation comprimés sont constitués par des bielles de béton dont l'inclinaison sur l'axe longitudinal de la pièce est normalement supposée égale à 45° ;

e) les éléments de triangulation tendus sont constitués normalement par les armatures transversales inclinées ou verticales.

Ce n'est qu'exceptionnellement, dans le cas des hourdis visé en 4,373, que l'on pourra se dispenser d'armatures transversales.

Pour tenir compte de ce que les inclinaisons et sections transversales des bielles comprimées ne sont pas connues de manière précise, la contrainte de compression de ces bielles sera limitée aux deux tiers ($2/3$) de la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ en compression simple.

Il importe que soit vérifiée non seulement la résistance des membrures et des triangulations de la poutre définie ci-dessus mais également celle de ses assemblages.

4,234 Détermination et disposition des armatures transversales

-0 Les armatures transversales seront déterminées et disposées pour équilibrer à elles seules les efforts dans les éléments tendus de la triangulation.

-1 DÉTERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

-11 Sous la sollicitation (Σ_1) définie en 2,0, la contrainte admissible $\bar{\sigma}'_a$ sera une fraction ρ'_a de la limite d'élasticité σ'_{ak} à introduire dans les calculs de résistance : $\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \sigma'_{ak}$ et l'on prendra

$$\rho'_a = 0,2 \tau_b^2 + \bar{\sigma}_b'^2 \\ 0,4 \tau_b^2 + \bar{\sigma}_b'^2$$

Sous la sollicitation (Σ_2), on ne dépassera pas les neuvièmes (9/8) de la valeur $\bar{\sigma}'_a$ ainsi déterminée.

-12 En aucun cas la contrainte de cisaillement τ_b du béton ne devra dépasser les quatre dixièmes de la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ en compression simple ($0,4 \bar{\sigma}_b$). De plus, si A'_t est la section normale des armatures transversales rencontrées sur une longueur mesurée parallèlement à la ligne moyenne et égale à l'espacement t — quelle que soit l'inclinaison de ces armatures — on devra avoir :

$$\frac{100 A'_t}{b_0 t} < 2$$

$\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}$	ρ'_a
0	1,00
0,10	0,99
0,20	0,96
0,30	0,90
0,40	0,82
0,50	0,72
0,60	0,60
0,70	0,47
0,80	0,33
0,90	0,19
1,00	0,00

4,2341 Les valeurs de ρ'_a peuvent être lues sur l'échelle fonctionnelle ci-contre.

• On a admis qu'il était nécessaire de disposer des armatures transversales dans toutes les poutres, même dans celles où la contrainte de cisaillement du béton est faible, pour assurer en tout état de cause (reprises non prévues, fissuration par retrait anormallement élevé, etc.) une liaison correcte des deux membrures de la poutre (1).

• Pour tenir compte dans une certaine mesure des résultats des essais effectués en vue d'éliminer les conditions de sécurité à l'égard de l'effort

(1) Les seules exceptions à la règle sont relatives aux dalles pleines (4,373), aux poutrelles préfabriquées exécutées sans reprise de bétonnage, dont la justification relève d'essais poussés jusqu'à rupture (3,03 et 4,50), et aux poutrelles des planchers à hourdis creux (4,422).

tranchant, les contraintes admissibles des armatures transversales sont fonction de la contrainte de cisaillement du béton. En effet, les essais ont notamment montré que si les contraintes de cisaillement du béton sont faibles ou modérées, les méthodes classiques de détermination des armatures transversales, pour une contrainte admissible égale à celle adoptée pour les armatures longitudinales, conduisent à des coefficients de sécurité surabondants.

4,234,23 Dans le cas d'utilisation du système mixte, les armatures obliques et les armatures transversales verticales considérées séparément doivent équilibrer sensiblement la moitié des efforts de traction dus à l'effort tranchant; la traction de ces efforts équilibrée par l'un des deux systèmes ne devra pas être inférieure à $\frac{40}{100}$ ni supérieure à $\frac{60}{100}$. l'autre système équilibrant évidemment le complément.

Cette règle est donnée pour des raisons de bonne construction : dans des poutres soumises à des contraintes de cisaillement élevées, on serait théoriquement conduit à disposer uniquement des barres inclinées à 45° pour résister aux effets de l'effort tranchant, mais pratiquement, dans de telles poutres souvent très surbaissées, l'efficacité des barres à 45° est aléatoire en raison des imperfections d'exécution et de la gêne apportée au bétonnage correct par les barres inclinées.

Si ces deux conditions n'étaient pas satisfaites, les dimensions de la poutre devraient être modifiées.

- 13 Si les armatures transversales assurent la couture d'une reprise, on appliquera la règle 3,24 qui limite à $2/3$ la valeur de ρ'_a .

- 14 Quand on utilise une valeur de ρ'_a supérieure à $2/3$ (pour $\tau_b < \sqrt{5} \sigma'_b$), les dessins devront préciser que les reprises pour lesquelles les seuls aciers de couture seraient les armatures transversales destinées à résister à l'effort tranchant, déterminées conformément au présent article, sont prosrites. Par exemple, s'il s'agit d'un plancher nervuré, on indiquera clairement les zones dans lesquelles il est interdit de bétonner séparément les nervures et le hourdis (avec reprise au niveau de la face inférieure de celui-ci).

- 2 DISPOSITION DES ARMATURES TRANSVERSALES

- 21 Pour $\tau_b \leq 0,5 \sigma'_b$, les armatures transversales (cadres ou étrières) pourront être normales à la fibre moyenne et écartées sur celle-ci d'au plus la hauteur h , de la poutre en toutes zones, la distance à l'appui de la première armature transversale devant, dans tous les cas, être au plus égale à la demi-hauteur de la poutre.

- 22 Pour $0,5 \sigma'_b < \tau_b \leq 2,5 \sigma'_b$, on pourra employer la même disposition, mais l'écartement maximal sera défini par le bras de levier z au lieu de la hauteur h .

- 23 A partir de $\tau_b > 2 \sigma'_b$, on devra employer de préférence soit des armatures transversales obliques, ces armatures faisant avec la fibre moyenne un angle θ tel que $\cotg \theta = 0,4$, et étant écartées sur la fibre moyenne d'au plus $0,4z$ en toutes zones où $\tau_b > 2 \sigma'_b$, soit un système mixte de barres relevées à 45° et convenablement ancrées écartées sur la fibre moyenne d'au plus $2z$, avec des armatures transversales normales à la fibre moyenne et écartées sur celles-ci de moins de z en toutes zones où $\tau_b > 2 \sigma'_b$.

Ces dispositions seront impératives pour $\tau_b > \frac{\sigma_{bo}}{3}$, les écartements ci-dessus étant réduits à $\frac{z}{3}$ pour les armatures transversales obliques et à z pour les barres relevées du système mixte.

4,235 Conditions à vérifier dans les sections d'appui ou voisines des appuis :

- 0 On vérifiera les conditions de résistance des éléments

du système triangulé défini en 4,233 dans les sections voisines des appuis et les conditions de transmission des efforts aux appuis.

Ces conditions visent spécialement :

- 1° la profondeur et la largeur d'appui;
- 2° la section et l'ancrage des armatures longitudinales inférieures;
- 3° la section et l'ancrage des armatures longitudinales supérieures;
- 4° éventuellement, la section et l'ancrage des armatures inclinées.

— 1 Sauf justifications spéciales, on admettra que la transmission des charges aux appuis s'effectue par l'intermédiaire d'une bielle de béton inclinée à 45°.

— 11 Dans ces conditions et pour les poutres de hauteur constante, si T_1 est l'effort tranchant réduit dans la section du nu de l'appui considéré, égal à l'effort tranchant T , diminué de la composante verticale T_θ de l'effort de traction que peuvent transmettre les barres relevées ou les étriers obliques rencontrés dans leur partie inclinée par la section du nu de l'appui, compte tenu de leur ancrage au-delà de cette section :

1° On devra vérifier la condition

$$T_1 = T - T_\theta \leq \frac{c b_0 \bar{\sigma}_{bo}}{2}$$

où

c est la longueur d'appui mesurée parallèlement à l'axe longitudinal de la poutre,

b_0 la largeur de la nervure au nu extérieur de l'appui,

$\bar{\sigma}_{bo}$ la contrainte admissible du béton en compression simple.

2° On admettra que la force de traction sollicitant les armatures inférieures dans la section du nu de l'appui, force résultant de la transmission des efforts par une bielle de béton inclinée à 45°, est égale à $T_1 = T - T_\theta$.

Sur un appui simple, les armatures inférieures d'une poutre doivent donc être capables d'équilibrer un effort de traction égal à T_1 (1) et être ancrées à partir du nu de l'appui pour transmettre cet effort.

Si l'appui n'est pas un appui simple et si M est la valeur du moment de continuité coexistant avec l'effort tranchant T (ce moment étant pris avec son signe), à l'effort de traction égal à T_1

(1) T s'il n'y a pas de barres relevées.

4,23511 Il est souvent possible d'envisager la transmission des efforts aux appuis par des bielles dont l'angle avec l'horizontale est supérieur à 45°. Dans ces conditions, l'effort de traction dans les barres inférieures, résultant de la transmission des efforts à l'appui, est inférieur à l'effort tranchant réduit T_1 ; sa valeur F' est comprise entre $\frac{T_1}{2} + \frac{M}{z}$ et $T_1 + \frac{M}{z}$.

La prise en compte dans les barres inférieures d'un effort $F' < T_1 + \frac{M}{z}$ implique la possibilité d'utiliser effectivement des bielles de béton redressées et notamment l'existence d'armatures transversales dans les sections immédiatement voisines du nu de l'appui. Elle peut

conduire à prévoir des armatures parallèles à la ligne moyenne, réparties sur la hauteur de la poutre et convenablement ancrées de part et d'autre de la section du nu intérieur de l'appui.

• Dans la condition $T_1 + \frac{M}{z} \leq A' \sigma'_a \sigma'_a$ est la contrainte admissible pour les armatures tendues de la pièce considérée, compte tenu des règles 2.0 et 2.11.

défini ci-dessus s'ajoutera un effort (de traction si M est positif ou de compression si M est négatif) égal à $\frac{M}{z}$.

En désignant par A' la section des armatures inférieures rencontrées dans la section du nu de l'appui, si la quantité $T_1 + \frac{M}{z}$ est positive, on doit avoir $T_1 + \frac{M}{z} \leq A' \sigma'_a$ et l'ancrage des armatures inférieures au-delà de la section du nu de l'appui devra donc être suffisant pour résister à l'effort $T_1 + \frac{M}{z}$.

Si la valeur de $T_1 + \frac{M}{z}$ est négative, aucune vérification de la section des barres et de l'ancrage n'est nécessaire.

3° Les armatures supérieures devront, dans la section même du nu de l'appui sollicitée par un moment d'encastrement de valeur absolue M , être capables d'équilibrer un effort de traction égal à $\frac{M}{z}$ et être ancrées pour cet effort.

- 12 Pour les poutres de hauteur variable, les conditions de résistance dans les sections voisines des appuis seront vérifiées en tenant compte des inclinaisons des membrures sur la ligne moyenne.

- 2 CAS PARTICULIER DES CHARGES APPLIQUÉES AU VOISINAGE DES APPUIS

Dans le cas où des charges sont appliquées au voisinage des appuis, on tiendra compte des effets de transmission directe de la façon suivante :

A partir du point A_1 , projection sur le plan du nu de l'appui du centre de gravité des armatures inférieures de la poutre, on tracera une ligne faisant avec la verticale un angle θ tel que $\operatorname{tg} \theta = 0,75$ que l'on prolongera jusqu'à la face supérieure de la poutre en A_2 .

Les charges ou fractions de charges appliquées à la poutre à l'intérieur du triangle $A_1 A_2$ ou entre A_1 et A_2 ne seront pas prises en compte dans le calcul des armatures transversales, étriers ou barres pliées.

Par contre, on prendra en compte l'effort tranchant résultant de la totalité des charges appliquées dans la vérification concernant les sections d'appui suivant 4,2350.

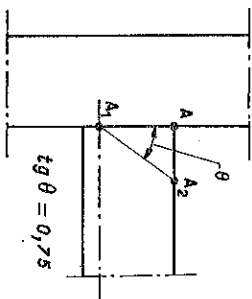


Fig. 24

4,2352 La règle 4,2352 vise le cas d'appuis constitués par des poteaux en béton armé et non, en principe, le cas d'appuis constitués par des poutres ou par des maçonneries.

4,236 La règle donnée résulte des conditions mêmes du fonctionnement de la poutre à treillis à laquelle on assimile la poutre considérée.

4,237 Dans les déterminations concernant les armatures de liaison des hourdis aux nervures, on pourra admettre les tolérances suivantes :

— La largeur b de hourdis prise en compte pourra ne pas être la largeur effective de la table de compression, dont les limites sont fixées par les règles 4,213, mais une largeur inférieure, correspondant à celle strictement requise pour assurer la résistance à la flexion sous contrainte admissible.

— Dans la vérification de la contrainte des armatures de liaison, on pourra faire intervenir la totalité des armatures supérieures et inférieures du hourdis. Cette prise en compte se justifie par la considération suivante : si les armatures supérieures sont sollicitées du fait des moments de continuité sur appuis des hourdis, la zone inférieure du hourdis est comprimée transversalement et sa résistance au cisaillement est sensiblement augmentée.

— Pour les pièces à section transversale symétrique de hauteur constante, on admettra que la contrainte de cisaillement du béton dans les plans verticaux de jonction des hourdis aux nervures est égale à :

$$\frac{T}{2zh_0} \times \frac{M - M_n}{M}$$

T désignant l'effort tranchant sollicitant maximal,

M le moment fléchissant positif maximal imposé,

M_n le « moment résistant-béton » de la nervure ⁽¹⁾,

⁽¹⁾ Le moment résistant-béton est, par définition, le moment fléchissant que peut équilibrer en phase élastique la section de béton considérée — compte tenu éventuellement des armatures longitudinales comprimées — les contraintes maximales des matériaux étant égales aux contraintes admissibles. La section des armatures tendues correspondant à ce moment est en général différente de la section réelle des armatures.

4,236 Cas des pontes supportant des charges qui ne sont pas appliquées à leur partie supérieure

Lorsque les charges ne sont pas appliquées à la partie supérieure des pontes, il est nécessaire, sauf cas particuliers qui devront faire l'objet de justifications spéciales, de prévoir des armatures de suspension destinées à reporter lesdites charges à la partie supérieure des pontes. Ces armatures seront soit des armatures plées spéciales, soit des cadres ou étriers supplémentaires. Elles devront être correctement ancrées dans la zone comprimée. Leur contrainte ne devra pas dépasser sous la sollicitation (2^1) les trois cinquièmes ($3/5$) de la limite σ'_{ak} ($\bar{\sigma}'_a = 0,6 \sigma'_{ak}$).

4,237 Armatures de liaison des hourdis aux nervures

On calculera, par application des règles générales données en 4,232, l'effort de glissement longitudinal qui s'exerce dans chaque plan vertical de jonction du hourdis et de la nervure et la contrainte de cisaillement correspondante.

— 1 Si la contrainte de cisaillement ainsi calculée est inférieure à la contrainte de traction admissible et s'il n'y a pas de discontinuité de bétonnage suivant un plan pouvant être traversé par des efforts de cisaillement ou de traction, aucune armature de couture latérale n'est requise.

— 2 Si la contrainte de cisaillement est supérieure à la contrainte de traction admissible ou s'il y a discontinuité de bétonnage suivant un plan pouvant être traversé par des efforts de cisaillement ou de traction, on devra prévoir des armatures de couture traversant la nervure. Ces armatures devront équilibrer les efforts de glissement longitudinaux qui s'exercent dans les plans verticaux de jonction du hourdis et de la nervure, la contrainte admissible pour ces armatures étant prise égale à $2/3 \sigma'_{ak}$.

— 3 Sauf dispositions exceptionnelles nécessitant une étude spéciale, la contrainte de cisaillement dans les plans de jonction des hourdis à la nervure ne devra pas excéder le tiers de la contrainte admissible en compression simple ($\tau_b \leq \frac{\bar{\sigma}_{b0}}{3}$).

- 2 le bras de levier du couple des forces élastiques dans la section sollicitée par M ,
 h_0 l'épaisseur du hourdis.

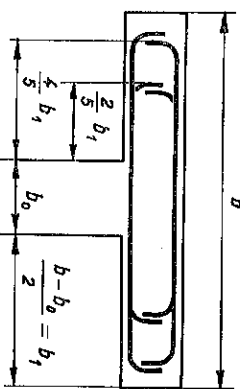
On pourra admettre que la section des armatures de couture par unité de longueur de fibre moyenne de la poutre, rencontrée dans chacun des deux plans de jonction, doit être au moins égale à :

$$\frac{3T}{4\sigma_{ak}} \times \frac{M - M_n}{M}$$

si les deux débords sont symétriques.

Comme il est dit ci-dessus, dans l'évaluation de cette section, les armatures supérieures des hourdis sur appuis sont à prendre en compte ainsi que les armatures inférieures. Les armatures de couture seront placées à espacements constants sur toute la longueur de la poutre ; elles régneront à pleine section sur les deux cinquièmes (2/5) au moins de la largeur de débord de la table de compression ⁽¹⁾ et à demi-section sur les quatre cinquièmes (4/5) au moins de cette largeur (fig. 25).

FIG. 25



4,2411 La valeur de la longueur de scellement droit qui doit intervenir est fonction des conditions réelles d'enrobage (2,33 et 2,3511).

4,2412 Les règles données qui apportent novation par rapport aux Règles BA 1945 sont légitimées par la considération de la poutre fissurée sous l'effet de l'effort tranchant.

Soit, dans une poutre, une section d'abscisse x sollicitée par un moment fléchissant $M(x)$ et un effort tranchant $T(x)$. Si la

⁽¹⁾ Il va de soi que celles des armatures prises en compte comme aciers de couture qui jouent également le rôle de chapeaux devront avoir les longueurs requises pour que soit obtenue la résistance à la flexion du hourdis.

4,24 ARRÊT DES ARMATURES LONGITUDINALES

4,241 Armatures tendues

1 TRACÉ DE L'ENVELOPPE DES « MOMENTS RÉSISTANTS-ACIER » ⁽¹⁾

Pour tracer l'enveloppe des moments résistants-acier, on admettra que les barres longitudinales se mettent progressivement en charge à partir de leurs extrémités et que leur contrainte croît linéairement de zéro à la limite admissible sur une longueur égale à la longueur de scellement droit si les extrémités ne sont pas munies de dispositifs d'ancrage et sur la moitié de cette longueur si les barres sont terminées par des crochets normaux.

2 ARRÊT DES ARMATURES INFÉRIEURES EN TRAVÉE

Ayant tracé la courbe-enveloppe (C) des moments fléchissants positifs, on construira la courbe (C') obtenue par un

⁽¹⁾ Le « moment résistant-acier » d'une section de béton armé soumise à la flexion simple est le moment fléchissant maximal que peut équilibrer la section considérée lorsque la contrainte des armatures tendues est égale à la contrainte admissible. Il est à remarquer que la contrainte de compression du béton est alors en général inférieure à la contrainte admissible.

poutre n'est pas fissurée obliquement sous l'effet de l'effort tranchant, l'effort de traction qui s'exerce dans les armatures longitudinales traversant la section considérée est $\frac{M(x)}{z}$. Mais, si la poutre présente une fissure à 45° aboutissant dans la zone comprimée à la section d'abscisse x , l'effort de traction dans les armatures inférieures n'est plus $\frac{M(x)}{z}$

mais résulte de la sommation des efforts dans la membrure tendue de la poutre à treillis à laquelle on assimile la poutre étudiée, entre les deux sections $(x-z)$ et $(x+z)$. Si les armatures transversales sont rapprochées et si l'on suppose qu'elles sont toutes sollicitées dans des conditions analogues — ce qui correspond à des fissures nettement ouvertes — on peut admettre que l'effort de traction des armatures

inférieures est sensiblement égal à $\frac{M(x+z)}{z}$, ce qui légitime la conservation de l'enveloppe des M indiquée ci-contre.

• Les conditions énoncées quant aux arrêts des armatures inférieures et supérieures doivent être considérées comme des conditions minimales qui ne sont strictement suffisantes que si les enveloppes envisagées correspondent bien au fonctionnement purement élastique de la poutre. Dans tous les cas où la sécurité résulte de phénomènes d'adaptation, il convient de tenir compte de ceux-ci dans le tracé des courbes (C') et (C'') que doit envelopper la courbe des moments résistants.

Les conditions données en 4,2350 (commentaires) pour les armatures inférieures des sections d'appui correspondent à des hypothèses plus sévères puisqu'elles équivaldraient à un décalage d'amplitude z des courbes des moments, mais, dans ces sections, il a paru plus sage d'adopter les hypothèses simples les plus défavorables, donnant une large sécurité des ancrages.

Comme il est dit au chapitre correspondant, il sera toujours loisible aux constructeurs d'adopter des efforts de traction plus réduits dans les armatures longitudinales, sous réserve de justifications spéciales.

décalage suivant l'horizontale, d'amplitude égale à $\frac{z}{2}$ des différents points de (C), vers l'appui de gauche ou celui de droite suivant que l'on est à gauche ou à droite de la section du moment maximal.

La courbe des moments résistants-acier tracée comme indiquée en -1 doit envelopper la courbe (C').

-3 ARRÊT DES ARMATURES SUPÉRIEURES

Ayant tracé la courbe-enveloppe (C) des moments fléchissants négatifs, on construira la courbe (C'') obtenue par un décalage suivant l'horizontale, d'amplitude égale à $\frac{z}{2}$ des différents points de (C), vers la gauche pour les sections situées à gauche de l'appui considéré et vers la droite pour les sections situées à droite de cet appui.

La courbe des moments résistants-acier, tracée comme indiqué en -1, doit envelopper la courbe (C'').

4,242 Armatures comprimées

Pour l'arrêt des barres comprimées, on admettra que ces barres se mettent progressivement en charge à partir de leurs extrémités et que leur contrainte croît linéairement de 0 à la valeur σ_a sur une longueur égale à $0,6 l_a \frac{\sigma_a}{\sigma_c}$, l_a étant la longueur de scellement droit définie en 2,3512. Cela permettra de déterminer l'enveloppe des moments résistants des sections, laquelle devra être extérieure à la courbe-enveloppe des moments fléchissants.

4,25 La contrainte d'adhérence admissible est indiquée en 2,34.

• Si les conditions aux appuis fixées en 4,235, les conditions d'arrêt des armatures longitudinales prescrites en 4,24 et les conditions d'enrobage sont satisfaites, il ne sera pas utile de vérifier l'adhérence des armatures longitudinales pour les poutres de hauteur constante :

a) dans le cas des barres lisses, si la longueur des barres longitudinales inférieures ⁽¹⁾ prolongées jusqu'aux appuis est au moins égale à deux cents fois leur diamètre nominal et si la longueur des chapeaux ⁽¹⁾ est au moins égale à cent fois leur diamètre nominal ;

b) dans le cas de barres à haute adhérence, si la longueur des barres longitudinales inférieures prolongées jusqu'aux appuis est au moins égale à cent fois leur diamètre nominal et si la longueur des chapeaux est au moins égale à cinquante fois leur diamètre nominal.

En revanche, la vérification des conditions d'adhérence des armatures longitudinales est nécessaire dans le cas notamment de poutres de hauteur variable (poutres à goussets) armées de ronds lisses de gros diamètre et supportant des charges importantes.

Dans tous les cas, on pourra faire état dans cette vérification de la règle générale énoncée en 3,22.

4,26 Parmi les incidents auxquels ont donné lieu depuis quelques années les constructions en béton armé, un grand nombre a pour cause la déformabilité excessive des éléments flexibles.

Il convient de noter d'ailleurs que ces incidents ne mettent généralement pas en cause la tenue des éléments en béton armé bien que ceux-ci aient pu être affectés par des fissures ; ce sont plus souvent les revêtements de sols ou de plafonds et les cloisons qui ont accusé des désordres. Ceux-ci ne présentent pas sans doute de caractère de gravité du point de vue de la résistance mécanique, mais ils sont d'aspect gênant et leur réparation entraîne des frais importants.

La fixation d'une limite de flexibilité des éléments de planchers souève des difficultés de deux ordres :

— en premier lieu, les calculs de détermination de la flèche des éléments considérés sous l'effet de systèmes de charges permanentes et de surcharges bien définis présentent des aléas dus à l'incertitude qui règne sur les valeurs du module de déformation et des moments d'inertie à prendre en compte ainsi que sur l'influence du retrait et celle des liaisons avec les éléments voisins ;

— en second lieu, les données statistiques résultant de l'étude des dossiers de déclaration de sinistres ne permettent pas, présentement, de définir quelle limite du rapport l/l de la flèche à la portée ou quelle

⁽¹⁾ Il s'agit des longueurs incluses dans le corps de la poutre, entre nus d'appuis, les ancrages étant exclus.

4,25 ADHÉRENCE DES ARMATURES LONGITUDINALES

Les efforts de glissement des armatures longitudinales tendues seront déterminés à partir de l'effort de glissement longitudinal par unité de longueur $K = \frac{T}{z}$.

S'il apparaissait nécessaire de vérifier les conditions d'adhérence des barres comprimées, il conviendrait de prendre en compte l'effort de glissement longitudinal par unité de longueur au niveau des barres comprimées considérées de valeur :

$$K_d = \frac{T n A (x - d)}{z S_1}$$

Dans cette expression T , z et S_1 ont les définitions indiquées en 4,232, x est la hauteur de béton comprimé et d la distance du centre de gravité des armatures comprimées de section A à la fibre la plus comprimée.

4,26 HAUTEUR DE SECTION MINIMALE

Les déformations des poutrelles et des poutres devront rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par l'ossature en béton armé, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

valeur absolue de la flèche il convient d'adopter ou, d'une façon plus générale, quelles conditions il faut réaliser pour avoir la quasi-certitude que des désordres ne se produiront pas dans les revêtements et les cloisons portés par des éléments de béton armé.

La question se pose cependant avec une acuité de plus en plus grande en raison :

— d'une part, des exigences formulées par certains maîtres d'ouvrages concernant la retombée des poutres ou l'épaisseur des planchers ;

— d'autre part, de l'accroissement continu des contraintes admissibles, accroissement qui est parfaitement légitime du point de vue de la sécurité à rupture mais qui risque d'inciter les projecteurs à prévoir des éléments de déformabilité excessive ;

— enfin, de la réduction des délais de construction qui conduit à décoffrer plus vite les planchers, à les charger plus tôt, sans parler de l'utilisation de ciments de fabrication trop récente et de bétons trop moulés qui entraînent des retrais et des fluages importants.

D'une façon générale, on pourra admettre que dans les bâtiments à usage d'habitation, de bureaux, de locaux scolaires, il ne sera pas utile de donner une justification de la rigidité pour des poutres dont le rapport $\frac{h_1}{l}$ de la hauteur de section à la portée libre sera au moins égal à $\frac{1}{10} \frac{M_1}{M_0}$, M_1 étant le moment fléchissant maximal en travée, sous réserve que la section A' d'armatures tendues soit telle que l'on ait $\frac{100 A'}{b_0 h} \leq \frac{4800}{\sigma_{ak}}$, b_0 étant la largeur de la nervure, h la hauteur utile de la poutre et σ_{ak} la limite d'élasticité à introduire dans les calculs pour lesdites armatures. La tolérance visée ci-dessus n'est applicable qu'à des poutres associées à un hourdis pour lesquelles le rapport $\frac{h_1}{l}$ est au moins égal à $\frac{1}{16}$ quelle que soit la valeur relative de M_1 .

• Si ces conditions ne sont pas remplies, on pourra, à défaut de justifications spéciales tenant compte notamment de la fissuration des zones tendues, procéder aux déterminations et vérifications ci-après :

On admettra que dans une poutre sur appuis simples de portée l présentant une section transversale de béton constante, la flèche à mi-portée ⁽¹⁾ f_{t1} est égale à la somme des flèches f_0 sous charges instantanées et f_∞ sous charges de longue durée : $f_{t1} = f_0 + f_\infty$,

⁽¹⁾ A moins de cas tout à fait exceptionnels, la flèche à mi-portée est très voisine de la flèche maximale.

f_0 et f_∞ étant données par les deux expressions suivantes :

$$f_0 = \frac{l^2}{10hE_a\psi_3} (\sigma'_{ac} + 15\sigma_{b0})$$

$$f_\infty = \frac{l^2}{10h} \left[1,25 \cdot 10^{-4} + \frac{1}{\psi_3} \left(\frac{\sigma'_{a\infty}}{E_a} + \frac{2,5\sigma_{b\infty}}{E_p} \right) \right]$$

dans lesquelles :

h est la hauteur utile de la poutre, dans la section où le moment fléchissant est maximal,

E_a, E_p sont les modules de déformation longitudinale de l'acier et du béton dont les valeurs sont définies en 3,31,

$\sigma'_{a0}, \sigma_{b0}$ sont les contraintes maximales de l'acier et du béton sous la seule action des charges instantanées ou des surcharges rapidement variables,

$\sigma'_{a\infty}, \sigma_{b\infty}$ sont les contraintes maximales de l'acier et du béton sous la seule action des charges de longue durée (poids propre ou charges appliquées après décoffrage : revêtements, cloisons, etc.),

et ψ_3 un coefficient pour lequel on prendra :

$\psi_3 = 1$ lorsque le pourcentage $\omega'_0 = \frac{100 A'}{b_0 h}$ défini ci-dessus est supérieur à $\frac{1}{4} \left(5 - \frac{\sigma'_{ak}}{2400} \right)$.

$\psi_3 = 2 - \frac{4\omega'_0}{5 - \frac{\sigma'_t}{2400}}$ dans le cas contraire.

Pour ces calculs, on fera abstraction de la majoration de 20 % applicable pour les calculs de résistance aux surcharges variables dans le temps. D'autre part, le rapport $\frac{\sigma_{b\infty}}{E_p}$ ne sera jamais pris inférieur à $1,2\psi_3 \cdot 10^{-4}$.

A défaut de mesures effectuées lors du décentrement, la flèche à la fin de cette opération n'est pas connue. L'augmentation de flèche due à la déformation différée sous charges permanentes comprend la part du terme $f_\infty - f_0$ relative au poids propre et la part du terme f_∞ relative aux charges permanentes mises en place après décentrement. A ces différents termes vient s'ajouter la part du terme f_0 relative aux surcharges instantanées ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Un essai de chargement ne permet donc de connaître que la seule flèche f_0 due aux surcharges instantanées.

• Pour les éléments continus, la flèche f au centre de la travée considérée sera prise égale à :

$$f = f_i + \frac{1}{2} (f_w + f_o)$$

f_i, f_w, f_o étant obtenues en remplaçant dans la formule donnant la flèche f_i de la poutre sur appuis simples de portée l :

— pour f_i : l par la distance l' entre points de moment nul,

— pour f_w (ou f_e) : l par $2a_w$ (ou $2a_e$), a_w (ou a_e) designant la distance du nu de l'appui de gauche (ou de droite) au point de moment nul voisin,

les contraintes $\sigma'_{ao}, \sigma'_{a\infty}, \sigma'_{bo}, \sigma'_{b\infty}$ étant dans chaque cas les contraintes maximales de l'acier et du béton sous l'action des charges instantanées ou des charges de longue durée dans la travée fictive de portée l' pour f_i , sur appui de gauche pour f_w et sur appui de droite pour f_o , et h la hauteur utile en travée ou sur appuis selon le cas considéré.

• Pour un porte-à-faux de longueur l dont la section d'encastrement n'est pas susceptible de rotation, la flèche à l'extrémité sera prise égale à :

$$f = \frac{l^2}{2,5 h} \left[\frac{\sigma'_{ao} + 1,5 \sigma'_{bo}}{\psi_3 E_a} + 1,25 \cdot 10^{-4} + \frac{1}{\psi_3} \left(\frac{\sigma'_{a\infty}}{E_a} + \frac{2,5 \sigma'_{b\infty}}{E_s} \right) \right]$$

les contraintes $\sigma'_{ao}, \sigma'_{a\infty}, \sigma'_{bo}, \sigma'_{b\infty}$ étant les contraintes de l'acier et du béton dans la section de hauteur utile h du nu de l'appui et la portée l étant comptée à partir de ce nu.

• Si les sections d'encastrement sont susceptibles de rotations, il y aura lieu d'en tenir compte pour l'évaluation des flèches.

• La difficulté majeure reste de fixer la valeur de la flèche admissible qui devrait dépendre notamment de la nature et de la constitution des éléments portés. A défaut de données plus précises, on admettra dans les bâtiments à usage d'habitation et de bureaux et dans les locaux scolaires ou hospitaliers que les flèches sous charges et surcharges totales des éléments supportant des murs, des cloisons, des revêtements fragiles ou des poteaux supportant eux-mêmes des planchers ne devront pas dépasser $1/500$ de la portée libre de ces éléments.

Cette dernière condition n'est d'ailleurs pas suffisamment limitative pour des éléments de portée relativement grande pour lesquels il conviendrait de se fixer une valeur absolue limite de la flèche si l'on veut réduire les risques de fissuration des cloisons.

• L'attention des constructeurs est appelée sur l'efficacité de la disposition consistant à solidariser les poutres superposées des différents planchers à l'aide d'aiguilles ou suspentes de liaison en béton armé.

4,27 Cette condition exprime que les armatures doivent être en mesure d'assurer effectivement la résistance de la pièce après fissuration du béton tendu (règles 0,3 et 3,23).

Pour les constructions courantes justifiables des pré-sentes règles simplifiées, le pourcentage minimal des armatures longitudinales défini ci-contre sera applicable, à moins de justifications spéciales, aux pièces soumises à la flexion composée dont une face supporte des contraintes de traction sous les sollicitations de service.

4,33 La règle indiquée ne s'applique pas à la vérification de la condition de non-poinçonnement qui doit être conduite suivant la règle 3,43.

4,27 POURCENTAGE DES ARMATURES LONGITUDINALES

Si A' est la section des armatures longitudinales tendues d'une pièce flechie dont la nervure a une largeur b_0 ⁽¹⁾, on devra toujours vérifier la condition :

$$\frac{100 A'}{b_0 h} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}'_b (h_i)^2}{\bar{\sigma}'_a \left(\frac{h}{h_i} \right)}$$

Dans cette formule, $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_a$ désignent respectivement les contraintes de traction admissibles du béton et de l'acier, h_i et h la hauteur totale et la hauteur utile de la pièce, ψ_4 est un coefficient qui prend les valeurs ci-après :

$\psi_4 = 36$ pour l'acier doux et les aciers naturellement durs ⁽²⁾.

$\psi_4 = 54$ pour les aciers écrouis.

4,3 HOURDIS SUR APPUIS CONTINUS

4,30 Les règles qui suivent visent les hourdis dont les appuis sont constitués par des murs ou des poutres. Les hourdis reposant sur appuis quasi ponctuels (planchers-champignons ou planchers-dalles sans champignons) font l'objet de l'annexe A 3.

4,31 PORTÉES

Les portées à introduire dans les calculs sont, pour des panneaux rectangulaires de hourdis, les portées libres l_x et l_y ($l_x \leq l_y$) entre nus des appuis.

4,32 SECTIONS D'ENCASTREMENT À VÉRIFIER POUR LES HOURDIS CONTINUS OU PARTIELLEMENT ENCASTRÉS

La résistance aux moments d'encastrement ou de continuité éventuels est à vérifier dans les sections des nus des appuis.

4,33 CHARGES LOCALISÉES

4,331 On pourra admettre que toute charge localisée agissant à la surface d'un hourdis sur un rectangle de dimensions données a et c

⁽¹⁾ b pour une section rectangulaire.

⁽²⁾ Y compris les ronds crénelés ou nervurés.

équivalent à une charge uniformément répartie agissant au niveau du plan moyen du hourdis sur un rectangle dont les dimensions seront celles du précédent augmentées de l'épaisseur h_0 du hourdis, c'est-à-dire $u + h_0$ et $v + h_0$.

4,332 Si la charge est transmise à la surface du hourdis par l'intermédiaire d'un revêtement d'épaisseur h_1 , on pourra admettre, en outre, que les dimensions du rectangle d'application sont augmentées de 1,5 fois l'épaisseur de la couche répartitrice intermédiaire et deviennent ainsi $u + h_0 + 1,5 h_1$ et $v + h_0 + 1,5 h_1$.

4,34 PANNEAUX RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT
CHARGÉS POUR LESQUELS $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,40$

4,340 Si la petite portée d'un panneau rectangulaire de hourdis est au plus égale aux quarante centièmes de la grande portée $\left(\frac{l_x}{l_y} \leq 0,40\right)$, les moments flechissants et efforts tranchants produits dans ce panneau par des charges et surcharges uniformément réparties pourront être évalués en ne tenant compte que de la flexion suivant la petite dimension; en particulier, on pourra utiliser, pour les planchers à surcharges modérées, les règles forfaitaires données en 4,221, et, pour les planchers à fortes surcharges, la méthode donnée à l'annexe A 1, en négligeant la solidarité avec les poteaux.

4,341 Dans tous les cas, des armatures de répartition d'une section unitaire au moins égale au quart de la section unitaire des armatures principales devront être prévues.

4,342 De plus, si le panneau est bordé, le long des petits côtés, par des appuis dont il est solidaire, ou s'il est lié le long de ces côtés à d'autres panneaux, on devra prévoir, le long des petits côtés, des chapeaux dont la section par unité de longueur sera au moins égale au quart de la section par unité de longueur des armatures principales.

La longueur de ces chapeaux sera la même que celle des chapeaux sur les grands côtés.

4,35 PANNEAUX RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT
CHARGÉS POUR LESQUELS $\frac{l_x}{l_y} > 0,40$ ET PANNEAUX
SUPPORTANT DES CHARGES LOCALISÉES

4,350 Lorsque la petite portée d'un panneau rectangulaire de hourdis sera supérieure aux quarante centièmes de la grande

4,350 On pourra notamment utiliser les abaques de Pigeaud ou ceux de Pucher, en particulier pour déterminer les sollicitations dues aux charges localisées.

Pour les charges uniformément réparties, on pourra se servir de l'échelle fonctionnelle donnée à l'annexe A 2 qui a été construite à partir des abaques de Pigeaud, mais qui conduit plus rapidement aux expressions des moments M_x et M_y par bande de largeur unité.

4,360 Pour évaluer les flèches des hourdis, on pourra utiliser les méthodes indiquées pour les poutres en commentaire de la règle 4,36. Dans les bâtiments à usage d'habitation, de bureaux et dans les locaux scolaires, on pourra admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification de la rigidité des hourdis si les conditions suivantes sont réalisées :

1° M_x et M_y étant les moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans les sens l_x et l_y de la dalle supposée non encastree sur ses appuis et non continue au-delà de ses appuis (M_x étant supposé supérieur à M_y) et M_i le moment en travée par bande de largeur unité dans le sens l_x , compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité, le rapport $\frac{l_0}{l_x}$ est supérieur à $20 \frac{M_i}{M_x}$, M_i ne pouvant être pris inférieur à $0,75 M_x$.

2° A' étant la section des armatures tendues par bande de largeur b , h leur hauteur utile et σ'_{ak} la limite d'élasticité à

portée $\left(\frac{l_x}{l_y} > 0,40\right)$ ou lorsqu'un panneau, quel que soit le rapport de ses portées, supportera des charges localisées, les moments fléchissants et efforts tranchants seront calculés à partir des résultats déduits de la théorie classique des plaques minces.

4,351 Si le panneau est un élément d'un hourdis continu ou s'il est lié à des appuis de rive permettant de compter sur un encastrement partiel, on pourra réduire de 25 % dans le premier cas et de 15 % dans le second les valeurs des moments fléchissants maximaux obtenus à partir des résultats relatifs aux plaques rectangulaires reposant librement sur leurs quatre bords.

4,352 Les moments d'encastrement correspondants seront respectivement les cinquante centièmes (50/100) et les trente centièmes (30/100) des mêmes moments fléchissants.

4,353 L'armature disposée suivant la petite dimension sera placée près de la face tendue; l'armature disposée suivant la grande dimension sera posée au contact de la précédente.

4,354 Pour le calcul des contraintes, chaque lit d'armatures sera pris en compte avec sa hauteur utile propre, celle-ci étant la distance de l'axe des barres correspondantes à la face comprimée.

4,36 ÉPAISSEUR MINIMALE

4,360 L'épaisseur des hourdis sera telle que leurs déformations restent suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par les hourdis, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

introduire dans les calculs pour ces armatures, le pourcentage maximal ($\omega'_0 = \frac{100 A'}{bh}$) est inférieur à $0,8 \times \frac{2400}{\sigma'_{ab}}$.

4,362 Il pourra être dérogé à ces règles pour des éléments expérimentés directement dans les conditions fixées en 3,03.

4,361 Les hourdis coulés sur place devront avoir une épaisseur minimale de 4 cm dans le cas où ils sont associés à des corps creux ou à une protection auxiliaire équivalente. Sinon, leur épaisseur minimale devra être de 5 cm.

4,362 Les épaisseurs des hourdis préfabriqués en atelier ne seront pas inférieures aux trois quarts (3/4) de celles ci-dessus définies.

4,37

CONDITIONS AUXQUELLES DOIVENT SATISFAIRE
LES ARMATURES

4,371

Pourcentage minimal

Si A'_x et A'_y sont les sections par bande de largeur b des armatures longitudinales tendues disposées suivant les deux portées l_x et l_y (avec $\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) et de hauteurs utiles respectives h_x et h_y , on devra toujours vérifier les conditions suivantes :

— quelle que soit la valeur de ρ :

$$\frac{100 A'_x}{b h_x} > \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

— pour $\rho < 0,40$

$$\frac{100 A'_y}{b h_y} > 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

— pour $0,40 < \rho \leq 1$

$$\frac{100 A'_y}{b h_y} > \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

Dans ces expressions, $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_a$ désignent respectivement les contraintes de traction admissibles du béton et de l'acier, h_0 est l'épaisseur du hourdis, ψ_4 est un coefficient qui prend les valeurs ci-après :

$\psi_4 = 36$ pour l'acier doux et les aciers naturellement durs,

$\psi_4 = 54$ pour les aciers écrouis, γ compris les treillis soudés et les tôles découpées et étrées.

4,3721 Le cas particulier des armatures des planchers à hourdis creux fait l'objet de la règle 4,4.

4,373 La règle s'applique également au cas où les discontinuités de bétonnage sont de courte durée et où les reprises sont exécutées avec toutes les précautions requises (règle 6,35).

4,412 L'utilité des armatures dans les hourdis sur corps creux est quelquefois contestée. Cependant, de telles armatures sont utiles :
— pour limiter les risques de fissuration par retrait,
— pour résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites,

4,372 Écartement maximal

-1 HOURDIS NE SUPPORTANT QUE DES CHARGES OU SURCHARGES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES :

L'écartement des armatures ne devra pas dépasser :

— trois fois l'épaisseur du hourdis pour les armatures disposées suivant la petite portée, sans pouvoir excéder 33 cm,
— quatre fois l'épaisseur du hourdis pour les armatures disposées suivant la grande portée, sans pouvoir excéder 45 cm.

-2 HOURDIS SUPPORTANT DES CHARGES OU SURCHARGES LOCALISÉES :

L'écartement des armatures ne devra pas dépasser :

— deux fois l'épaisseur du hourdis pour les armatures disposées suivant la petite portée, sans pouvoir excéder 33 cm,
— trois fois l'épaisseur du hourdis pour les armatures disposées suivant la grande portée, sans pouvoir excéder 45 cm.

4,373 Armatures transversales

Par dérogation aux règles générales 4,233 et 4,234, aucune armature transversale n'est requise dans les hourdis pleins exécutés sans discontinuité de bétonnage et sans reprise dans l'épaisseur si la contrainte de cisaillement τ_b est inférieure à la contrainte de traction admissible σ_b .

4,4 PLANCHERS A CORPS CREUX

4,40 Les règles ci-après concernent les planchers à corps creux dont les nervures et les hourdis sont bétonnés en place. Elles s'appliquent uniquement aux planchers à surcharge modérée définis en 4,221.

4,41 HOURDIS

4,411 Le hourdis devra avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

4,412 Le hourdis sera armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne devront pas dépasser :

— 20 cm (5 p. m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
— 33 cm (3 p. m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

— pour réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées, notamment de celles correspondant aux cloisons.

Les risques de fissuration par retrait sont d'autant plus graves que les ciments utilisés actuellement présentent souvent des retraits accentués et l'utilisation de certains revêtements relativement fragiles peut accentuer les inconvénients des fissurations éventuelles.

• Le fait de fixer une section minimale pour les armatures perpendiculaires aux nervures ne dispense pas de vérifier que la contrainte n'y dépasse pas la contrainte admissible σ' a lorsque le hourdis supporte une charge localisée importante (cloison par exemple); on pourra ainsi être conduit à augmenter cette section.

4,422 La règle ci-contre s'applique lorsque les résistances mécaniques des corps creux sont du même ordre que celles du béton des nervures; les corps creux en terre cuite satisferont couramment à cette condition, les corps creux en sable et ciment ne pourront y satisfaire que s'ils sont de très bonne qualité.

Dans tous les cas, il faudra réaliser une adhérence aussi bonne que possible entre béton et corps creux; s'il s'agit de corps creux en céramique ou en sable et ciment, ceux-ci seront convenablement humidifiés avant le commencement du bétonnage (règle 6,332).

Dans les hourdis de 4 ou 5 cm d'épaisseur sur corps creux des planchers des bâtiments d'habitation, les sections des armatures devront normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

Quand l'écartement entre axes des nervures est au plus égal à 50 cm, la section en centimètres carrés par mètre linéaire des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à $1 \text{ cm}^2 \times \frac{2400}{\sigma'_{ak}}$, σ'_{ak} étant la limite d'élasticité à prendre en compte dans les calculs pour l'acier utilisé.

Quand l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section en centimètres carrés par mètre linéaire des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à :

$$\left[1 + 0,02 (l_n - 50)\right] \frac{2400}{\sigma'_{ak}} \text{ (1)}$$

l_n étant exprimé en centimètres.

Quant aux armatures parallèles aux nervures autres que les armatures supérieures des poutrelles, elles devront avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires.

4,42 NERVURES

4,421 Les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les nervures seront calculés suivant les règles 4,221 et 4,231.

4,422 Si les corps creux présentent des résistances mécaniques suffisantes et si les conditions d'exécution permettent de compter sur une bonne adhérence au béton, on pourra, par dérogation à la règle 3,04, tenir compte de la résistance des corps creux dans les conditions ci-après :

On calculera la contrainte de cisaillement τ_b en faisant intervenir une largeur fictive de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure. Aucune armature transversale n'est requise dans les planchers où nervures et hourdis sont bétonnés en même temps si la contrainte τ_b , calculée comme précisé ci-dessus, est au plus égale aux trois quarts de la contrainte admissible en traction $\left(\tau_b \leq \frac{3\sigma'_b}{4}\right)$. Si $\tau_b > \frac{3\sigma'_b}{4}$, on appliquera la règle 4,2341 pour le calcul des armatures transversales.

(1) Cette section peut être réalisée à 5 % près par défaut, dans le cas d'armatures en acier doux.

4,423 Pour calculer les flèches des poutrelles de planchers à hourdis creux, on pourra utiliser les méthodes indiquées pour les poutres en commentaire de la règle 4,26.

On pourra se dispenser de donner une justification de la rigidité des planchers à hourdis creux lorsque le rapport $\frac{h_i}{l}$ de la hauteur de section des nervures (épaisseur de dalle comprise) à la portée libre sera au moins égal à $\frac{1}{15} \frac{M_i}{M_0}$, M_i étant le moment fléchissant maximal en travée, sous réserve que le pourcentage d'armatures $\sigma'_0 = \frac{100 A'}{b_0 h}$ soit inférieur à $\frac{3600}{\sigma_{at}}$, b_0 désignant la largeur des nervures et σ_{at} la limite d'élasticité des armatures tendues à prendre en compte dans les calculs de résistance.

Dans le cas contraire, on pourra utiliser la formule générale donnée en 4,26 en appliquant à la valeur calculée de la flèche totale un coefficient de minoration égal à $\frac{B}{B+C}$, B désignant l'aire de la section transversale des nervures et de la dalle et C l'aire de la section transversale des corps creux.

La tolérance autorisant à ne pas justifier la rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport $\frac{h_i}{l}$ est au moins égal à $\frac{1}{22,5}$.

4,52 Les dispositions des planchers à poutrelles préfabriquées devront permettre d'assurer une répartition satisfaisante des charges localisées entre poutrelles voisines. Les sections d'armatures des hourdis devront notamment permettre d'assurer la répartition transversale sur plusieurs poutrelles, dans les conditions requises, des charges localisées des cloisons.

4,53 La réalisation de liaisons correctes et efficaces constitue la difficulté majeure de l'utilisation d'éléments préfabriqués. Il est cependant essentiel que de telles liaisons existent si l'on veut que les techniques de la préfabrication permettent de réaliser des ossatures

4,423 L'épaisseur des planchers à hourdis creux sera telle que leurs déformations restent suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par lesdits planchers, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

4,5 PLANCHERS A POUTRELLES PRÉFABRIQUÉES

4,50 Lorsque la justification de planchers à poutrelles préfabriquées relèvera d'essais poussés jusqu'à rupture, ces essais porteront sur la résistance des poutrelles et éventuellement sur celle des éléments associés aux poutrelles et celle de l'ensemble du plancher.

4,51 Dans le cas où des poutrelles préfabriquées doivent être étayées durant une phase de l'exécution des planchers, les dispositions d'étaiement doivent être clairement mentionnées sur les plans.

4,52 Les hourdis coulés en place sur des corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées devront avoir une épaisseur minimale de 4 cm et leurs armatures devront satisfaire aux conditions définies en 4,412.

Les hourdis coulés en place sur des coffrages ne restant pas en œuvre devront avoir, sauf justifications spéciales, une épaisseur minimale de 5 cm. Leurs armatures, qui devront au minimum satisfaire aux conditions définies en 4,412, feront normalement l'objet de justifications.

4,53 Dans les planchers à surcharge modérée, les moments fléchissants dans les poutrelles pourront être calculés suivant la règle 4,221 s'il est possible d'assurer la transmission de moments de continuité.

monolithes comme le sont les ossatures traditionnelles du béton armé. Les règles données ont pour objet d'obliger les constructeurs à étudier avec attention ces liaisons.

4,54 Pour évaluer les flèches des poutrelles préfabriquées, on pourra utiliser les méthodes indiquées pour les poutres en commentaire de la règle 4,26. L'attention des constructeurs est appelée sur les deux points suivants :

1^o il conviendra d'être prudent en ce qui concerne les effets des liaisons avec les éléments voisins ;

2^o il faudra extrapoler avec circonspection les résultats des mesures de flèches faites sous charges rapidement croissantes à la détermination des déformations probables sous charges permanentes ou de longue durée.

4,62 Les lignes moyennes et les épaisseurs des voûtes de décharge devront être telles que :

— d'une part, les contraintes normales dans les maçonneries soient exclusivement des compressions dont les valeurs maximales ne devront pas dépasser les limites admissibles, soit, en principe et sauf justifications spéciales, 15 kgf/cm² pour les maçonneries ordinaires de bonne qualité et 25 kgf/cm² pour le gros béton,

— d'autre part, les poussées des voûtes puissent être transmises aux poutres grâce au frottement de la maçonnerie sur le béton ou grâce à des dispositifs spéciaux.

Quand les conditions ainsi précisées seront remplies, on pourra considérer que les poutres sont sollicitées par le seul poids de

Dans tous les cas, même si les poutrelles sont calculées comme si elles reposaient sur des appuis simples, c'est-à-dire pour un moment maximal en travée égal à M_0 , des armatures supérieures devront être disposées aux appuis pour équilibrer un moment égal à $-0,15 M_0$.

Les armatures inférieures devront être suffisantes pour équilibrer au nu de l'appui un effort de traction égal à l'effort tranchant réduit T_1 défini en 4,23511 et être ancrées à partir du nu de l'appui pour cet effort.

4,54 Les déformations des poutrelles préfabriquées devront rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par l'ossature en béton armé, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

4,6 PROBLÈMES PARTICULIERS CONCERNANT LES POUTRES

4,61 PAROIS FLÉCHIES

Les éléments fléchis pour lesquels la hauteur de section dépasse la moitié de la portée libre entre nus intérieurs des appuis seront calculés et établis en tenant compte de ce fait.

On pourra, en particulier, utiliser les règles de calcul et les dispositions d'armatures indiquées à l'annexe A 4.

4,62 POUTRES SUPPORTANT DES MURS

Les poutres supportant des murs pourront être établies en admettant qu'il se forme dans les maçonneries des voûtes de décharge susceptibles de reporter directement tout ou partie des charges sur les appuis.

Portions des charges supportées par la poutre

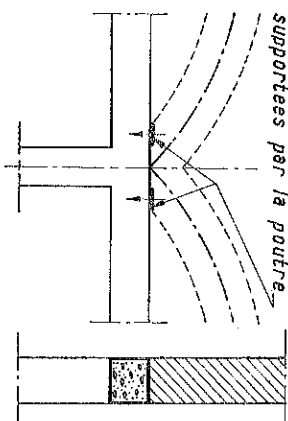


Fig. 26

arc de parabole ou un arc de cercle ou suivant deux lignes droites dessinant avec la poutre un triangle isocèle.

Des dispositions spéciales pourront être nécessaires pour assurer la transmission des poussées des voûtes de décharge aux poutres au droit des appuis de rive et au droit des appuis des travées isolées.

Le coefficient de frottement de la maçonnerie sur le béton pourra généralement être pris égal à 0,50.

la maçonnerie au-dessous de l'intrados des voûtes et par les poussées de ces voûtes.

Il peut se faire que les retombées des voûtes débordent des appuis; il en résulte alors des efforts tranchants importants dans les poutres dont il ne faut pas manquer de tenir compte (fig. 26).

Les lignes moyennes des voûtes fictives pourront être tracées simplement suivant un

4,632 Les armatures longitudinales seront convenablement ancrées de part et d'autre du changement de section et tracées en sorte qu'elles n'exercent pas de poussées au vide.

4,63 CHANGEMENTS DE SECTION

4,631 Goussets

On pourra faire état, dans les calculs, des goussets des poutres et des hourdis, à condition que la pente de leur face oblique sur la face inférieure de la poutre ou du hourdis n'excède pas $1/3$. Dans le cas contraire, pour les calculs, on remplacera les goussets réels par des goussets fictifs dont les faces obliques seraient inclinées à $1/3$ sur la face inférieure des poutres ou hourdis.

Le même principe sera appliqué pour la mise en compte des goussets latéraux.

4,632 Changements brusques de section

Lorsqu'une pièce présentera une variation brusque de section, on ne pourra faire état de la pleine résistance de la section la plus forte qu'à une distance du changement de section au moins égale à trois fois la plus grande différence entre dimensions correspondantes des deux sections, nonobstant les armatures spéciales de couture qui devront être disposées pour s'opposer à la fissuration.

Entre la section où se produit la variation brusque et celle où la pleine résistance de la section la plus forte peut être prise en compte, on admettra le raccordement par goussets à faces inclinées à $1/3$ sur celles de la pièce.

5 PRÉSENTATION DES PROJETS

5,1 DESSINS D'AVANT-PROJET

Les dessins accompagnant les offres du Constructeur seront schématiques, à l'échelle de 1 cm par m (1/100) ou 2 cm par m (1/50) sans détails d'armatures. Il n'y sera pas joint de note de calculs. La seule remise de prix implique, pour le Constructeur, l'engagement de se conformer, en cas de commande, aux présentes règles.

5,2 DESSINS D'EXÉCUTION

5,20 Pour l'exécution de toute construction en béton armé, on dressera les dessins définissant exactement toutes les formes des éléments de cette construction et toutes les armatures de chacun d'eux. Chaque dessin sera daté et portera le nom et la signature de celui qui en prend la responsabilité.

Ces dessins seront établis conformément aux règles données à l'annexe B 4.

5,21 RENSEIGNEMENTS A PORTER SUR LES DESSINS D'EXÉCUTION

On mentionnera :

- 1 sur chaque dessin,
 - les caractères mécaniques exigés pour les armatures,
 - les résistances à la compression et à la traction exigées pour le béton.
- 2 sur les dessins d'ensemble des planchers ou toitures, la surcharge de service et le poids des revêtements inférieur et supérieur.
- 3 sur les dessins d'ensemble des fondations, les sollicitations les plus défavorables transmises à chacune de celles-ci.

5,22 Les trémies ou autres trous provisoires doivent en conséquence être figurés sur les dessins d'exécution; les dispositions prévues pour boucher ces ouvertures (et notamment celles des armatures) seront également définies par les dessins.

5,22 INDICATIONS PARTICULIÈRES

Les dessins devront indiquer en outre :

- le tracé des surfaces de reprise,
- les ouvertures à réserver (trous de scellement, etc.).

Le fait qu'un plancher soit chauffant doit être précisé sur le dessin de coffrage de ce plancher.

5,3 CALCULS

5,31 PRÉSENTATION DES NOTES DE CALCULS

Sauf indication contraire des pièces du marché, le Constructeur n'a pas à fournir au Maître de l'œuvre ou à ses mandataires une note de calculs complète de tous les éléments de la construction. Toutefois, il peut lui être demandé copie des calculs clairement rédigés d'éléments types et communication des minutes de tous les calculs.

5,32 PRÉCISION ARITHMÉTIQUE EXIGÉE

Les bases des calculs étant supposées admises par le Contrôleur, une vérification arithmétique exacte de ceux-ci doit montrer que les contraintes maximales résultant, pour chaque élément, des dispositions proposées par le Constructeur, sont au plus égales aux limites fixées par les présentes règles.

Toutefois, si la vérification montre que les écarts par rapport à ces limites sont pour moitié environ dans un sens et pour le surplus dans l'autre, sans qu'aucun d'eux dépasse 3 % au plus, les dispositions proposées par le Constructeur seront considérées comme acceptables et le Maître de l'œuvre ne pourra invoquer les écarts constatés pour exiger des modifications du projet.

Il pourra, au contraire, exiger ces modifications si la vérification montre que certains écarts sont supérieurs à 3 %.

5,4 MODIFICATIONS

5,4 Toutes les fois où une modification sera faite, on portera en gros caractères la mention « annulé » sur les tirages antérieurs des dessins qui auront dû être rectifiés par suite de cette modification, et on mentionnera sur les dessins rectifiés les dates auxquelles ils l'ont été.

Le Bureau d'études conservera en principe un tirage au moins de chacun des dessins successifs. Sur le chantier, les tirages antérieurs à la modification seront détruits.

6 EXÉCUTION DES TRAVAUX

6,0 IMPLANTATION DES OUVRAGES

Si le Constructeur effectue l'implantation des ouvrages, il lui appartient de la faire approuver par écrit par le Maître de l'œuvre avant tout commencement d'exécution des travaux.

6,1 COFFRAGES, ÉCHAFAUDAGES

6,11 Les coffrages et échafaudages présenteront une rigidité suffisante pour résister sans tassements ni déformations nuisibles, aux charges, surcharges et efforts de toute nature qu'ils sont exposés à subir pendant l'exécution des travaux et notamment aux efforts engendrés par le serrage du béton.

6,11 Les contraintes qui se développent aussi bien dans les coffrages et échafaudages que dans les parties d'ouvrage servant de support, sous l'action des efforts qu'ils ont à subir pendant l'exécution des travaux, doivent rester inférieures aux contraintes admissibles en service pour les matériaux constitutifs des uns et des autres, définies par les normes en vigueur et notamment par les présentes règles.

Par exemple, si un plancher peut être surchargé alors qu'il est encore coffré, son coffrage ainsi que les supports de ce dernier doivent être établis en tenant compte de cette éventualité.

De même, dans les bâtiments à étages multiples, on devra s'assurer de la résistance des éléments qui supportent chaque plancher au moment où on le bétonne.

Enfin, l'attention des constructeurs est appelée sur la nécessité d'exécuter des contreventements efficaces des coffrages et de leurs supports pour éviter tout flambement et déversement.

• La vibration du béton dans la masse détermine des pressions sur les coffrages dont il convient de tenir compte.

• Indépendamment des conditions de résistance auxquelles doivent satisfaire les cintres, coffrages et supports de ceux-ci, ces ouvrages provisoires doivent être conçus et exécutés en sorte que leurs déformations et celles de leurs fondations restent assez faibles pour ne pas affecter l'aspect de l'ouvrage définitif.

Pour les poutres de grande portée, il est recommandé de donner au coffrage une légère contre-fèche déterminée de manière qu'après décoffrage, l'aspect soit satisfaisant.

6,12 Des précautions devront être prises dans le cas d'emploi de coffrages extrêmement perméables tels que coffrages en treillage céramique ou coffrages métalliques en tôles ajourées.

6,21 On devra s'assurer que le procédé utilisé pour le cintrage des armatures permet d'obtenir une courbure régulière.

• Il est rappelé qu'aux basses températures existent des risques de rupture fragile des barres par choc ou pliage.

• Le fait qu'un acier de haute nuance satisfasse à l'essai de pliage-dépliage n'autorise pas à effectuer des cintrages suivis de redressements sur les barres mises en œuvre.

6,22 Les supports d'armatures, qu'ils soient en acier ou en mortier, devront être assez rigides, stables et armés aux armatures pour éviter tout déplacement et déformation de celles-ci aussi bien avant que pendant la mise en œuvre du béton.

L'emploi de supports en acier dont certaines parties seraient visibles après décoffrage ne sera admis que si l'existence de surfaces métalliques non protégées ne compromet ni l'aspect ni la durabilité de l'ouvrage.

Les cales en mortier restant en œuvre devront être telles que leur présence ne diminue en rien la qualité de l'ouvrage.

• Il est rappelé que, conformément à la règle 2,382, seules sont autorisées les jonctions par soudure de barres se croisant effectuées :

— à l'arc pour les aciers doux, que cette jonction soit faite sur le chantier ou en atelier,

— par résistance, et en atelier seulement, pour les aciers doux et les aciers écrouis.

6,12 Les coffrages devront être suffisamment étanches pour que le serrage par vibration ne soit pas une cause de perte d'une partie appréciable du ciment.

6,13 Les coffrages devront réserver les trous prévus sur les dessins d'exécution et uniquement ceux-ci.

6,2 ARMATURES

6,20 EMPLOI DES RONDS LISSES

Il est interdit d'utiliser dans un chantier déterminé des ronds lisses de même diamètre et de nuances différentes.

6,21 FAÇONNAGE DES ARMATURES

Les armatures seront coupées et façonnées conformément aux dessins.

Le cintrage se fera mécaniquement et jamais à chaud, à l'aide de mandrins ou par tout autre procédé permettant d'obtenir les rayons de courbure prévus dont les valeurs seront toujours précisées par les dessins.

Toutefois, pour les aciers mi-durs ou durs, les ronds crénelés et les aciers écrouis, le cintrage des barres devra toujours être effectué avec emploi d'un mandrin et à vitesse limitée.

6,22 MISE EN PLACE ET ARRIMAGE DES ARMATURES

Au moment de leur mise en place, les armatures devront être propres, sans rouille non adhérente, ni traces de terre, de peinture, de graisse ou de toute autre matière nuisible. Elles seront placées conformément aux indications des dessins et arrimées de manière à ne subir aucun déplacement pendant la mise en œuvre du béton.

6.31 Il est rappelé que l'insuffisance d'eau risque de donner un béton peu homogène, adhérent mal aux armatures, et qu'un excès d'eau augmente le retrait et diminue la résistance.

Généralement les granulats poreux doivent être arrosés avant malaxage. Il va de soi que lorsque la composition du béton donne lieu à une étude préalable, le dosage en eau doit tenir compte de la quantité d'eau ainsi introduite par cet arrosage.

6.32 Lorsque, malgré les précautions prises, une ségrégation s'est produite dans les bennes ou wagonnets, le béton doit être homogénéisé au lieu d'emploi.

Il est rappelé qu'en cas de fausse prise, le remalaxage doit être effectué sans addition d'eau.

6.3 BÉTON

6.31 FABRICATION DU BÉTON

Le béton sera malaxé de façon à obtenir le mélange simultané et homogène de tous ses constituants, chacun des granulats étant bien enrobé de ciment.

Le béton sera d'une plasticité suffisante pour entourer les armatures sans solution de continuité et remplir entièrement les moules, compte tenu des moyens de mise en place. Si la résistance du béton a donné lieu à une étude préalable, le dosage en eau sera celui déterminé par cette étude.

6.32 TRANSPORT DU BÉTON

Le transport depuis le lieu de fabrication jusqu'au lieu d'emploi sera exécuté de manière à conserver au béton toute son homogénéité.

6.33 MISE EN ŒUVRE DU BÉTON

6.330 On devra prendre des dispositions telles que le béton soit mis en place avant tout commencement de prise.

6.331 Immédiatement avant la mise en œuvre, les coffrages seront nettoyés et si besoin arrosés avec soin de façon à être débarrassés des poussières et débris de toute nature.

Les procédés employés pour la mise en œuvre du béton devront lui conserver toute son homogénéité et éviter toute ségrégation.

6.332 Lorsque le béton devra être mis en contact avec des éléments susceptibles d'absorber l'eau, ceux-ci seront convenablement humidifiés avant le commencement du bétonnage.

6.34 ÉPROUVETTES POUR ESSAIS DE CONTRÔLE

6.341 Si des essais de contrôle du béton doivent être effectués, en application des règles 1.262, les épreuves nécessaires pour ces essais seront toujours prélevées au lieu d'emploi du béton et dans les conditions fixées à l'annexe B 3.

6.342 Si l'on emploie des procédés mécaniques de serrage du béton, on s'efforcera de tasser le béton des épreuves dans des conditions aussi voisines que possible de celles réalisées pour la mise en place du béton de l'ouvrage, comme précisé à l'annexe B 3.

6.332 Les produits visés à cet article comprennent en particulier la céramique, les bétons de mâchefer, de ponce, de pouzzolane, de laitier expansé, etc.

6,352 L'emploi de barbotine de ciment sur la surface de reprise est inutile et parfois même nuisible.

6,356 La règle cise les bétons à base de ciments de la classe 250/315. La température à partir de laquelle il convient de prendre les précautions prescrites dépend du liant utilisé : par exemple, en cas d'emploi de ciment de laitier, cette température est de $+5^{\circ}\text{C}$.

• Les délais de décoffrage devront tenir compte des ralentissements de durcissement dus aux abaissements de température, en particulier quand sont employés les ciments à teneur en laitier relativement élevée.

6,362 En cas de doute, il est recommandé de procéder à des mesures non destructives de résistance.

6,370 La cure permet d'obtenir un béton mieux durci, plus résistant, plus imperméable et par conséquent moins gelif.

6,371 • Cure par humidification

Dans ce cas, le béton sera maintenu humide pendant une semaine après sa prise. Les moyens à employer à cet effet, qui varieront avec la nature de l'ouvrage et ses dimensions, pourront consister par exemple en utilisation de toiles, nattes ou paillassons disposés dès que le béton aura commencé à faire prise et maintenus humides par un

6,35 REPRISES DE BÉTONNAGE

6,351 Si des reprises accidentelles non prévues sur les dessins s'avèrent nécessaires, elles seront en principe faites suivant une direction voisine de la normale à celle des contraintes de compression. Si une interruption de bétonnage conduit à une surface de reprise mal orientée, le béton sera démolé de manière à réaliser une nouvelle surface convenablement orientée pour la reprise.

6,352 Si l'on doit mettre du béton frais en contact avec du béton ayant commencé sa prise, on repaquera et on nettoiera à vif la surface de l'ancien béton pour y faire saillir les graviers. On mouillera longuement et abondamment cette surface de reprise pour que l'ancien béton soit convenablement humidifié avant d'être mis en contact avec le béton frais. La surface ne devra cependant pas être ruisselante ni retenir des flaques d'eau.

6,36 EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES — GELÉE

6,361 Sauf si l'on dispose de moyens efficaces pour prévenir les effets nuisibles du gel, lorsque la température descendra au-dessous de 0°C , le béton sera protégé au moyen de toiles, paillassons, etc., jusqu'à ce que la prise soit complète, et l'on arrêtera toute nouvelle coulée.

6,362 A la reprise du travail, on démolira toutes les parties qui auraient pu être endommagées par la gelée et on exécutera les reprises conformément aux règles 6,35.

6,37 CONSERVATION ET CURE DU BÉTON

6,370 La cure a pour but de maintenir le béton dans l'état d'humidité favorable à son durcissement. Elle est très utile quand une haute qualité du béton est recherchée ou quand il s'agit d'éléments de faible épaisseur non protégés mais n'est généralement pas indispensable pour les ouvrages courants exécutés dans les régions de climat tempéré.

6,371 La cure pourra être faite par humidification, par enduit temporaire imperméable ou par tout autre procédé équivalent.

arrosage convenable. Les coffrages non imperméables seront maintenus humides de la même façon.

L'arrosage intermittent des surfaces directement exposées au soleil n'est pas recommandé.

• Cure par enduit temporaire imperméable

Dans ce cas, l'enduit sera placé sur les surfaces libres du béton dès le début de la prise et sur les surfaces décoffrées avant la fin de la cure, dès leur décoffrage.

Le produit constituit de l'enduit sera mis en œuvre par pulvérisation. Il sera coloré de façon qu'il soit possible de juger de la continuité et de la régularité de l'enduit. Cette couleur devra pouvoir disparaître avec le temps ou être facilement effacée sur l'ouvrage fini.

Pour les surfaces susceptibles de recevoir ultérieurement des enduits définitifs, il conviendra de s'assurer que le produit utilisé pour la cure n'altère pas la qualité de la liaison du béton ainsi traité aux enduits. S'il n'en est pas ainsi, il conviendra avant application de ces enduits de rendre aux surfaces leurs qualités primitives (surfaces de reprise de bétonnage en particulier).

L'emploi de l'enduit de cure ne dispense pas de l'humidification des coffrages non imperméables.

6,40 L'attention est appelée sur l'intérêt que peut présenter la mesure des flèches au décoffrage pour certains ouvrages inhabituels (voûtes, porte-à-faux, ouvrages de grande portée, etc.).

L'examen des courbes de flèches permet notamment de décider si le décoffrage doit être poursuivi et éventuellement si des essais sous surcharges de service doivent être envisagés.

6,5 Les pièces moulées d'avance doivent avoir une résistance suffisante pour que leur manipulation se fasse sans dommage.

Leurs surfaces en liaison avec le béton coulé sur place doivent être traitées comme les surfaces de reprises (surfaces rugueuses, longueurs suffisantes des aciers de liaison, arrosage préalable).

6,4 DÉCOFFRAGE, DÉCALAGE ET DÉCINTREMENT

6,40 L'enlèvement des appuis de coffrages sera fait progressivement, sans chocs et par efforts purement statiques. Cet enlèvement commencera quand le béton aura acquis le durcissement suffisant pour pouvoir supporter les contraintes auxquelles il sera soumis après le décoffrage, sans déformation excessive et dans des conditions de sécurité suffisantes.

6,41 Les joints de retrait et dilatation et de rupture devront être débarrassés de tous les éléments de coffrage qui pourraient s'opposer à leur fonctionnement.

6,42 Si des trous de scellement sont obtenus par mise en place de coffrages non destinés à être incorporés à l'ouvrage, tous les éléments de ces coffrages devront être retirés avant exécution des scellements, en prenant soin de ne pas endommager le béton.

6,5 MISE EN PLACE DES PIÈCES MOULÉES D'AVANCE

Si certaines pièces sont moulées, soit à l'atelier, soit sur le chantier mais non dans leurs positions définitives, elles

On s'assurera que toutes les dispositions utiles sont prévues pour assurer la précision de la mise en place et le maintien correct des pièces dans leur position définitive avant et pendant l'exécution, et pendant le durcissement des joints coulés sur place.

La composition granulairé, les dosages en ciment et en eau seront particulièrement étudiés pour donner au béton de liaison coulé sur place, sans préjudice de sa résistance, la plasticité suffisante pour remplir intégralement les vides des nœuds laissés entre les éléments préfabriqués. Cette étude revêt une importance particulière pour les assemblages des éléments porteurs préfabriqués superposés (par exemple, jonctions de tronçons de poteaux préfabriqués).

devront être étudiées pour résister aux efforts qu'elles auront à subir pendant le transport, le montage et la mise en place.

Il importera de soigner particulièrement l'exécution des liaisons entre les différents éléments préfabriqués pour assurer la sécurité prévue.

6,6 TOLÉRANCES

Du point de vue exclusif de la résistance des ouvrages et à moins de dispositions éventuelles plus restrictives des normes en vigueur ou du Cahier des charges particulier imposées soit par l'utilisation des ouvrages soit par la mise en place des aménagements et installations, les tolérances admises en exécution sont les suivantes :

6,61 ARMATURES

6,611 Formes et aires des sections droites

Les tolérances sur les formes et les aires des sections droites des armatures sont celles précisées par les normes en vigueur et les fiches d'homologation.

6,612 Façonnage

La tolérance exprimée en centimètres sur toute dimension linéaire d_a définissant la forme de l'axe longitudinal d'une barre, exprimée en centimètres, est égale à :

$$\frac{1}{2} \sqrt[3]{d_a}$$

sauf pour les armatures transversales prises en compte dans le calcul des pièces frettées; pour ces armatures, la tolérance est égale à :

$$\frac{1}{4} \sqrt[3]{d_a}$$

6,613 Position des armatures

-1 Aucune tolérance en moins n'est admise sur les distances minimales des armatures entre elles et aux parois des coffrages telles qu'elles sont définies en 2,31.

-2 La distance de l'axe d'une barre au parement le plus voisin du béton ne s'écartera pas de la distance théorique d indiquée

6,614 Il va de soi que ces tolérances ne permettent en aucun cas de diminuer le nombre des barres prévues par les dessins.

par les dessins et exprimée en centimètres, de plus de $\frac{1}{2}\sqrt{d}$ centimètres en général, et de plus de $\frac{1}{4}\sqrt{d}$ pour les armatures transversales des pièces frettées.

- 3 L'écart exprimé en centimètres entre la position réelle de la section médiane d'une barre et sa position théorique définie par les dessins n'excédera pas $\sqrt[3]{L}$, L désignant la longueur de la barre exprimée en centimètres.

- 4 Les écartements entre elles des armatures des hourdis et des armatures transversales (sauf celles des pièces frettées) ne différeront pas des écartements théoriques t indiqués par les dessins, exprimés en centimètres, de plus de $\frac{1}{2}\sqrt[3]{t}$ centimètres. Pour les armatures transversales des pièces frettées, la tolérance sera réduite à $\frac{1}{4}\sqrt[3]{t}$.

6,62 BÉTON

La tolérance exprimée en centimètres sur toute dimension linéaire d_b du béton exprimée en centimètres est égale à :

$$\frac{1}{4}\sqrt[3]{d_b}$$

6,63 VERTICALITÉ DES POTEAUX

Le faux aplomb d'un tronçon de poteau compris entre deux planchers consécutifs n'est admissible qu'à la condition que la projection sur le plan de la base du centre de gravité de toute section transversale et notamment de la section du sommet reste à l'intérieur d'un contour homothétique du noyau central et de même centre que celui-ci, correspondant à une réduction de 5 à 1 des dimensions linéaires de ce dernier.

6,64 SUPERPOSITION DES POTEAUX

En cas de superposition défectueuse des poteaux due à une mauvaise implantation, on examinera les conséquences de cette défectuosité sur la bonne tenue de l'ouvrage pour y remédier éventuellement par des moyens appropriés.

7 ÉPREUVES DES OUVRAGES

7,0 CONDITIONS DANS LESQUELLES SONT ENTREPRISES LES ÉPREUVES

7,01 Sauf indication contraire du Cahier des charges particulier, il n'y a pas lieu de soumettre à une épreuve de chargement un ouvrage calculé et exécuté conformément aux présentes règles, dont le béton a été reconnu de la qualité prévue.

Dans le cas où, au contraire, les résultats des essais sur éprouvettes de béton prélevées pendant l'exécution des travaux incitent à penser que la résistance du béton en œuvre est inférieure à celle escomptée, on pourra procéder à une auscultation dynamique de l'ouvrage ou à des essais de chargement.

7,02 En cas d'épreuves prévues par le Cahier des charges particulier, celui-ci définira l'étendue des zones de l'ouvrage soumises à épreuve et les méthodes de mesure à employer.

En particulier, le Cahier des charges précisera si les mesures doivent consister en un simple enregistrement des fleches ou si des mesures d'allongement ou de raccourcissement doivent être effectuées; il fixera les zones de mesure et les conditions de chargement et de déchargement.

7,03 Si des épreuves non exigées par le Cahier des charges particulier sont envisagées, par exemple dans le cas où les résultats des essais effectués sur éprouvettes de béton prélevées pendant l'exécution des travaux ne sont pas satisfaisants, l'étendue des zones à charger et la nature des mesures à effectuer seront définies par le Maître de l'œuvre.

7,04 Dans tous les cas, on se conformera, pour l'exécution des épreuves, aux règles 7,1, 7,2 et 7,3 ci-après.

7,01 *Les épreuves ont donc un caractère exceptionnel.*

• *En principe, l'auscultation dynamique, qui peut aisément porter sur beaucoup d'éléments d'un ouvrage, est préférable à des épreuves de chargement, qui ne peuvent généralement être effectuées que sur des zones limitées de cet ouvrage.*

7,1 Dans le cas d'un plancher soumis à l'épreuve avant exécution des revêtements, cloisons, etc., constituant une fraction de la charge permanente qu'il aura à supporter en service, un poids équivalent à celui de ces éléments sera mis en place préalablement à l'application de la surcharge.

• Il est rappelé qu'en vertu de la règle 3,123 les surcharges d'exploitation variables dans le temps sont prises en compte dans les calculs pour 120/100 de leur valeur nominale.

Il en résulte que les surcharges d'épreuve doivent être déterminées en sorte que les sollicitations qu'elles produisent atteignent les 120/100 de celles dues à la surcharge nominale d'exploitation.

• Pour la détermination des conditions d'application des surcharges d'épreuve et l'interprétation des résultats des essais, il conviendra de tenir compte éventuellement de l'aide apportée à l'élément éprouvé par les éléments voisins solidaires non chargés.

Quand l'essai portera sur un plancher dont les poutrelles sont réunies entre elles par des hourdis ou par un dispositif d'entretoisement, on mesurera non seulement la flèche des poutrelles directement chargées, mais également celle de deux ou trois poutrelles voisines de part et d'autre de la zone chargée, afin qu'on puisse se rendre compte de la valeur de la charge effectivement transmise au cours de l'essai aux poutrelles les plus sollicitées.

7,2 Si exceptionnellement les épreuves doivent être effectuées alors que le béton n'a pas acquis la résistance prévue par les calculs, les surcharges d'épreuve seront déterminées en sorte que la contrainte maximale de compression du béton pendant l'épreuve ne dépasse pas $p_3 \sigma_1$, σ_1 désignant la résistance à la compression du béton à la date du début de l'épreuve, telle qu'elle résulte des essais sur prélèvements effectués pendant l'exécution des travaux. On se souviendra que l'interprétation d'une épreuve par chargement effectuée alors que le béton n'a pas encore acquis la résistance prise en compte dans les calculs est toujours délicate et discutable.

7,3 Les liaisons entre les appareils de mesure, leurs supports et l'élément à essayer doivent être constituées par des matériaux non sujets à un fluage appréciable sous les contraintes qu'ils supportent pendant les épreuves, insensibles à l'humidité et présentant un coefficient de dilatation aussi faible que possible.

Les chargements de grande hauteur et de faible stabilité sont à éviter.

• La charge sera appliquée par fractions d'un quart de la valeur totale avec intervalles de temps suffisants pour obtenir la stabi-

7,1 SURCHARGES D'ÉPREUVE

Les surcharges d'épreuve seront déterminées en sorte que sous leur action et celle de la fraction de la charge permanente existant au moment de l'épreuve, les contraintes admissibles prévues par les présentes règles ne soient dépassées en aucun point de l'ouvrage.

7,2 ÉPOQUE DES ÉPREUVES

Les épreuves auront lieu lorsque le béton aura acquis la résistance prise en compte dans les calculs.

7,3 CONDITIONS D'EXÉCUTION

Les appareils de mesure de flèches seront établis sur des plates-formes stables à l'abri des intempéries, non susceptibles de se déformer ou d'être mises en vibration.

Dans les épreuves par surcharges fixes, on évitera à la mise en place de celles-ci des chocs susceptibles de mettre l'ouvrage en vibration.

lication des déformations. La durée de chacun de ces intervalles ne sera en aucun cas inférieure à un quart d'heure.

Le chargement complet sera maintenu en place jusqu'à stabilisation constatée sur les diagrammes d'enregistrement des flèches sans que la durée de cette application puisse être inférieure à 24 heures.

Le déchargement se fera également par fractions avec relasé des flèches partielles correspondantes et de la flèche stabilisée après déchargement final.

• Il est rappelé que les seules variations de température peuvent déterminer des déformations de l'ouvrage.

Dans le cas où ces déformations d'origine purement thermique sont présumées importantes en regard de celles déterminées par la charge d'épreuve, il est recommandé de les enregistrer avant chargement, ainsi que les variations de température concomitantes. En mesurant ces dernières de nouveau pendant le chargement, on pourra déterminer avec plus de précision les déformations dues exclusivement à l'application des surcharges.

7,4

Pour une première application des charges et surcharges de calcul, on peut admettre que la flèche résiduelle stabilisée après déchargement doit être au plus égale au $1/5$ de la flèche mesurée sous charge. S'il en est autrement, on procédera à une deuxième application des charges, et la flèche résiduelle stabilisée après nouveau déchargement ne devra pas excéder alors $1/10$ de la flèche mesurée sous charge.

Cependant, la deuxième épreuve ne sera effectuée que si la valeur absolue de la flèche totale mesurée au cours de la première est supérieure au $1/1\,000$ de la portée.

• Il importe de noter qu'en aucun cas un essai de chargement direct ne peut permettre d'apprécier la valeur du coefficient de sécurité réel à l'égard des surcharges.

Le chargement sera disposé de manière à éviter les effets d'arc-boutement susceptibles de provoquer le report direct aux appuis de tout ou partie de la charge appliquée.

Dans les épreuves des ouvrages appelés à recevoir des surcharges mobiles, les surcharges appliquées se déplaceront à la vitesse prévue en exploitation.

7,4

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

L'épreuve sera considérée comme satisfaisante si, dans l'élément essayé :

— il ne s'est pas produit, au cours de l'essai, de fissures dont les ouvertures pourraient mettre en cause la sécurité ou la durabilité de la construction,

— les flèches mesurées sous charge n'excèdent pas les limites éventuellement fixées par le Cahier des charges particulier et si leur valeur est suffisamment faible pour que la bonne tenue des revêtements éventuels ne soit pas compromise.

ANNEXES A

A 1 MÉTHODE APPROCHÉE POUR LE CALCUL DES
POUTRES CONTINUES, SOLIDAIRES (OU NON)
DES POUTEAUX QUI LES SUPPORTENT, SOUS
L'ACTION DE CHARGES VERTICALES

A 10 DOMAINE D'APPLICATION

A 100 Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle ne s'applique pas, en principe, à des poutres isolées comme les poutres supportant les chemins de roulement des ponts roulants. Elle convient notamment aux éléments de planchers à surcharge relativement élevée (surcharge répartie supérieure à une fois et demie la somme des charges permanentes) auxquels ne s'appliquent pas les règles 4,221.

A 101 La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent. Le cas où cette solidarité est négligée n'est qu'un cas particulier de cette méthode générale ⁽¹⁾. Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants; il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

A 11 MOMENTS D'APPUI

A 110 Principes de la méthode

- 0 Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme sections dangereuses, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud pourront être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche, indice « w », et travée de droite, indice « e ») et de la résistance offerte par les tronçons inférieur et

⁽¹⁾ Les formules applicables au cas où l'on néglige la solidarité des poutres et des poteaux sont données en commentaires en face des articles correspondants.

supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré (trougon inférieur, indice « s », et trougon supérieur, indice « n »).

— 1 On détachera, de chaque côté des appuis, des travées fictives dont les longueurs (désignées par l' avec indices « w » ou « s ») sont précisées pour les travées intermédiaires et les travées de rive en A 1110, A 11211 et A 11212.

— 2 On détachera de même au-dessus et au-dessous de chaque appui des trougons fictifs de poteaux, de hauteurs h'_n et h'_s , h'_n étant égal :

— aux neuf dixièmes de la hauteur libre h_n ($0,9 h_n$) si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher,

— et à $0,8 h_n$ dans les autres cas, h'_s étant égal, dans tous les cas, à $0,8 h_s$, hormis le cas exceptionnel où les poteaux seraient articulés sur leurs fondations ; il faudrait alors prendre $h'_s = h_s$ (fig. 27).

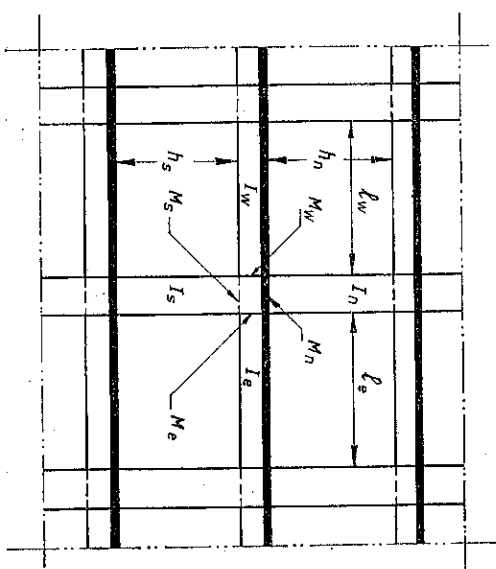


Fig. 27

A 111 Travées intermédiaires

— 0 La longueur l'_w de la travée fictive à gauche de l'appui sera prise égale aux huit dixièmes de la portée libre l_w de la travée de gauche ($0,8 l_w$). On prendra de même $l'_s = 0,8 l_s$.

La poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante, en désignant par :

q_w la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_s sur celle de droite),

Q_w une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e , a_e pour la travée de droite), on posera :

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l'_w \Sigma k_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} + l'_e \Sigma k_e Q_e$$

les valeurs de k (soit k_w ou k_e) étant données (pour les poutres à section constante) par l'échelle fonctionnelle ci-contre en fonction du rapport

$$\frac{a}{l} \left(\text{soit } \frac{a_w}{l_w} \text{ ou } \frac{a_e}{l_e} \right)$$

I_w, I_e, I_s et I_n désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur, ces moments étant évalués suivant les règles 3, 41, on posera encore :

$$K_w = \frac{I_w}{l_w'} \quad K_e = \frac{I_e}{l_e'} \quad K_s = \frac{I_s}{h_s'} \quad K_n = \frac{I_n}{h_n'}$$

et $D = K_w + K_e + K_s + K_n$

- 1 Les moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) seront, en valeur absolue ⁽¹⁾ :

— au nu de l'appui dans la travée de gauche :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D} \right)$$

— au nu de l'appui dans la travée de droite :

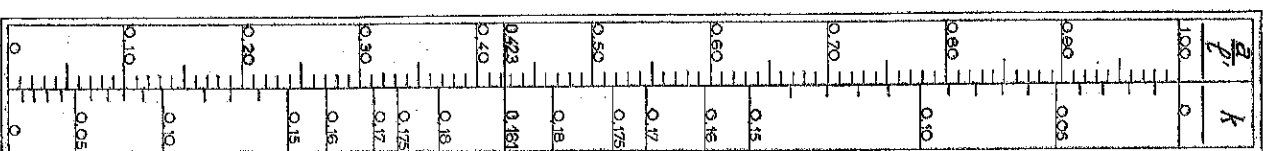
$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D} \right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

— au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

⁽¹⁾ Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e ou M'_w .

La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



A III Si l'on néglige la solidarité avec les poteaux intérieurs, on a $K_s = K_n = 0$ et les formules deviennent :

• Poutres à section constante

a) lorsque les deux poutres aboutissant au nud considéré n'ont pas le même moment d'inertie :

$$M_w = M_e = \frac{K_e q_w l_w'^2 + K_w q_e l_e'^2}{8,5 (K_w + K_e)} + \frac{K_e l'_w \Sigma k_w Q_w + K_w l'_e \Sigma k_e Q_e}{K_w + K_e}$$

b) lorsque les deux poutres aboutissant au nud considéré ont le même moment d'inertie :

$$M_w = M_e = \frac{q_w l_w'^2 + q_e l_e'^2}{8,5 (l'_w + l'_e)} + \frac{l_w'^2 \Sigma k_w Q_w + l_e'^2 \Sigma k_e Q_e}{l'_w + l'_e}$$

• Poutres à goussets

(la solidarité avec les poteaux intérieurs étant toujours négligée).

Dans le cas de poutres à goussets, les moments d'appuis

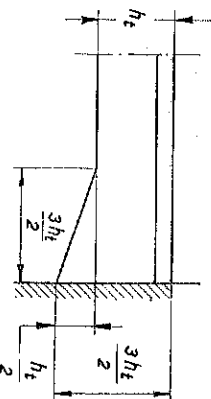


Fig. 28

sont majorés par rapport à ceux correspondant aux poutres à section constante.

Pour les poutres à goussets normaux de dimensions définies par la figure 28, on pourra, à défaut de calcul plus précis, remplacer le coefficient 8,5 du dénominateur des formules données en A 1110 par le coefficient 7,7 et lire les valeurs des coefficients k (soit k_w ou k_e) des mêmes formules sur l'échelle fonctionnelle ci-contre.

$\frac{h_e}{D}$	k
1.00	0
0.90	0.05
0.80	0.10
0.70	0.15
0.60	0.17
0.50	0.195
0.423	0.192
0.40	0.195
0.30	0.19
0.20	0.16
0.10	0.05
0	0

A 11211 On aura donc :

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1} \right) + M_{w1} \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{w1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{w1}}{D_1} \quad \text{avec :}$$

— au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur :

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

A 112 Travées de rive

— 0 NOTATIONS

Pour simplifier l'exposé, on utilisera conventionnellement les notations de la figure ci-dessous :

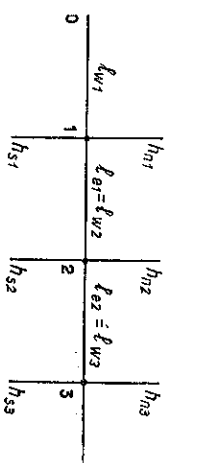


Fig. 29

Les quantités relatives au nœud de rive seront affectées de l'indice 1, celles du nœud voisin de l'appui de rive de l'indice 2, celles du nœud suivant de l'indice 3. Ainsi l_{w1} désigne la longueur libre d'une console éventuelle.

— 1 TRAVÉE DE RIVE AVEC CONSOLE

— 11 Nœud de rive (nœud 1)

Le nœud de rive sera étudié en faisant $K_w = 0$ dans les formules données en A 1111, et en y substituant M_{w1} à M'_w , M_{w1} désignant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui 1 (1).

(1) On suppose que la valeur algébrique de M_{w1} est négative, c'est-à-dire, conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui. Dans le cas contraire, on changera les signes devant la valeur absolue de M_{w1} introduite dans les formules.

$$M'_{e1} = \left(\frac{q_e l_e^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 1}} + (l_e \Sigma k_e Q_e)_{\text{noeud 1}}$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l_{e1}} \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}}$$

A 11212 Si l'on néglige la solidarité avec les poteaux, les K_s et K_n sont nuls (et $\chi_1 = \chi_3 = 1$).

On a alors :

a) si les moments d'inertie des deux poutres aboutissant au nœud 2 sont différents :

$$M_{w2} = M'_{e2} = M'_{e2} \frac{K_{w2}}{K_{e2} + K_{w2}} + \left(M'_{w2} - \frac{1}{2,125} M_{w1} \right) \frac{K_{e2}}{K_{e2} + K_{w2}}$$

b) si les moments d'inertie des deux poutres aboutissant au nœud 2 sont égaux ($I_{w2} = I_{e2}$) :

$$M_{w2} = M'_{e2} = M'_{e2} \frac{l_{e2}}{l_{w2} + l_{e2}} + \left(M'_{w2} - \frac{1}{2,125} M_{w1} \right) \frac{l_{w2}}{l_{w2} + l_{e2}}$$

On prendra :

$l_{e2} = l_{e2}$ si la poutre est limitée à l'appui 3

et $l_{e2} = 0,8 l_{e2}$ si la poutre comporte au moins une travée au-delà de l'appui 3.

- 12 Nœud voisin du nœud de rive (nœud 2)

La longueur l'_{w2} de la travée fictive de rive sera prise égale à $\chi_1 l_{w2}$, χ_1 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1. On prendra :

$$\chi_1 = 0,80 \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au nœud de rive 1 :

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}}$$

La longueur l'_{e2} de la travée fictive à droite de l'appui 2, si elle n'est pas une travée de rive, sera prise égale à $0,8 l_{e2}$. Dans le cas contraire, le nœud 3 est un nœud de rive, et la longueur l'_{e2} de la travée fictive de droite sera prise égale à $\chi_3 l_{e2}$ avec :

$$\chi_3 = 0,80 \quad \text{pour } K_{e3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3}$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{e3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} \quad \text{pour } K_{e3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$$

Dans ces expressions, les K sont donc relatifs au nœud de rive 3 :

$$K_{e3} = \frac{I_{e3}}{l'_{e3}} \quad K_{n3} = \frac{I_{n3}}{h_{n3}} \quad K_{w3} = \frac{I_{w3}}{l'_{w3}} \quad (l'_{w3} = 0,8 l_{w3} = 0,8 l_{e2})$$

Ensuite, dans les formules données en A 1114, on remplacera M'_{w1} par :

$$M'_{w2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1}}{D_1} M_{w1}$$

D_1 ayant la valeur indiquée en A 11211

$$\text{avec } M'_{w2} = \left(\frac{q_w l_w^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + (l'_w \Sigma k_w Q_w)_{\text{noeud 2}}$$

A 1122 La méthode est encore applicable aux poutres appuyées à une extrémité et encastées à l'autre, en faisant $l'_w = 0$ (ou $l'_e = 0$) dans les formules, et aux poutres encastées aux deux extrémités, en faisant $l'_w = 0,8 l_w$ et $l' = 0$ (ou $l'_w = 0$ et $l'_e = 0,8 l'_e$).

- 2 TRAVÉE DE RIVE SANS CONSOLE

Les règles A 1121 ci-dessus s'étendent à ce cas en y faisant $M_{w1} = 0$.

A 113 Simplifications admises

On pourra négliger la raideur des poteaux, ceux de rive exceptés. Dans ce cas, les moments aux nœuds de rive peuvent être évalués comme indiqué en A 11211 ou en A 1122.

Les moments sur appuis intermédiaires seront calculés en faisant nuls les K_s et K_n correspondants, en conservant pour les moments sur les appuis voisins des appuis de rive $l'_{w2} = \lambda l'_{w2}$ (et $l'_{e2} = \lambda l'_{e2}$ éventuellement).

Si une travée de rive comporte une console, on n'oubliera pas, pour le calcul du moment sur l'appui voisin du nœud de rive, de remplacer M'_w par les valeurs indiquées en A 11212, tenant compte de l'influence du moment M_{w1} de la console au nu du nœud de rive.

A 114 Cas d'une seule travée (ossature symétrique et symétriquement chargée)

- 0 En désignant par :

- q la charge uniformément répartie par unité de longueur,
- Q une charge concentrée appliquée à la distance a de l'appui sur lequel on calcule le moment,
- l la portée de la poutre entre nus intérieurs des appuis,
- I son moment d'inertie supposé constant,
- I_s le moment d'inertie du poteau inférieur,
- I_n le moment d'inertie du poteau supérieur, on posera :

$$K = \frac{I}{l} \quad K_s = \frac{I_s}{h_s} \quad K_n = \frac{I_n}{h_n}$$

h_s et h_n étant évalués comme indiqué en A 1102 et

$$M' = \frac{ql^2}{8,5} + l \Sigma h K Q$$

les valeurs de h étant données par l'échelle fonctionnelle de la page 247 en fonction du rapport a/l .

- 1 Les moments dans les sections dangereuses seront en valeur absolue :

— au nu intérieur de l'appui, dans la poutre :

$$M = M' \frac{K_s + K_n}{K + 1,56(K_s + K_n)}$$

— au nu inférieur de la poutre, dans le poteau inférieur :

$$M_s = M' \frac{K_s}{K + 1,56(K_s + K_n)}$$

— au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_n = M' \frac{K_n}{K + 1,56(K_s + K_n)}$$

A 12 MOMENTS EN TRAVÉE DES POUTRES

Pour déterminer les moments en travée, on tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prendra comme ligne de fermeture :

— pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue,

— et, pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue, dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

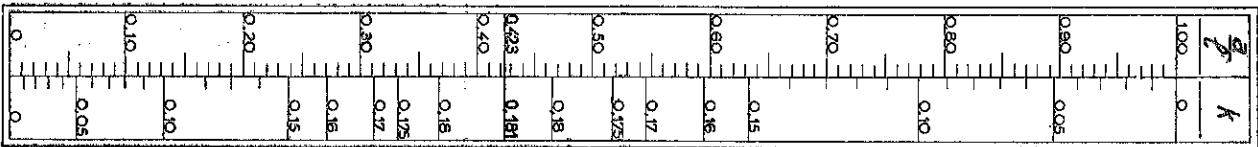
A 13 EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui seront calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité définis en A 111 et A 112. A partir des efforts tranchants d'appui, on tracera le diagramme des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui seront pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée l si l'ossature est symétrique et symétriquement chargée.

A 14 MOMENTS DANS LES POUTEAUX

On admettra que les points de moment



nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au-dessus du plancher et à h'_s au-dessous du nu inférieur des poutres.

A 15 EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX — EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES

Par simplification, on ne fera pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

A 2 CALCUL DES HOUDIS RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉS

A 21 PANNEAUX ARTICULÉS SUR LEUR CONTOUR

Soient l_x et l_y les dimensions, mesurées entre nus des appuis, d'un tel panneau (on suppose $0,40 < l_x < l_y \leq 1$) et q la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments flechissants développés au centre du panneau ont pour expression :

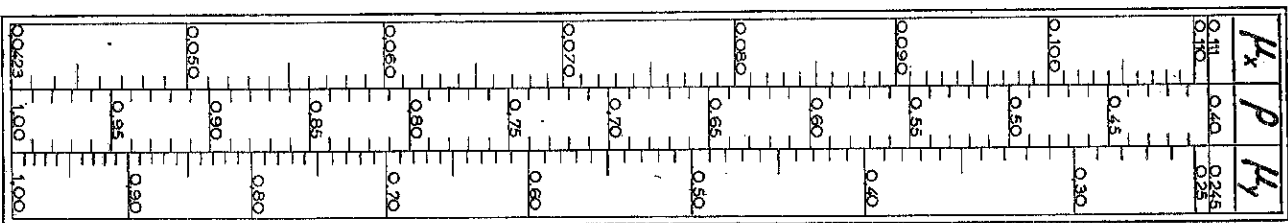
$$a) \text{ Sens de la petite portée } l_x : \\ M_x = \mu_x \cdot q l_x^2$$

$$b) \text{ Sens de la grande portée } l_y : \\ M_y = \mu_y M_x$$

Les valeurs des coefficients

$$\mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2} \quad \text{et} \quad \mu_y = \frac{M_y}{M_x} l_x^2$$

sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ par l'échelle fonctionnelle ci-contre :



A 21 Le tableau ci-dessous donne les valeurs des coefficients μ_x et μ_y pour certaines valeurs particulières du rapport l_x/l_y .

l_x/l_y	$\mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,1110	0,245
0,45	0,1039	0,286
0,50	0,0973	0,328
0,55	0,0911	0,377
0,60	0,0849	0,435
0,65	0,0787	0,492
0,70	0,0728	0,550
0,75	0,0670	0,612
0,80	0,0615	0,684
0,85	0,0561	0,757
0,90	0,0511	0,831
0,95	0,0465	0,915
1,00	0,0423	1,000

A 22 PANNEAUX CONTINUS OU SEMI-ENCASTRÉS

Dans le cas général de hourdis continus ou semi-encastres, on appliquera aux moments fléchissants calculés comme ci-dessus les réductions indiquées en 4,351.

A 3 RÈGLES POUR LE CALCUL DES PLANCHERS CHAMPIGNONS ET DES PLANCHERS DALLES

A 30 DISPOSITIONS GÉNÉRALES — DÉFINITIONS —
DOMAINE D'APPLICATION

A 300 Les présentes règles concernent les bâtiments à un ou plusieurs étages dont les planchers sont constitués par des dalles continues sans nervures supportées directement par des piliers, sauf éventuellement sur leurs rives, le long desquelles peuvent exister des murs porteurs ou des poutres en saillie au-dessous ou au-dessus des dalles. Les dalles peuvent éventuellement être prolongées en porte-à-faux au-delà des piliers de rive.

Sur le plan de la face supérieure d'un plancher quelconque, supposée horizontale, les traces des axes verticaux des piliers sont les points d'intersection de deux séries de droites orthogonales $X_1, X_2, \dots, X_i, Y_1, Y_2, \dots, Y_j$, situées dans ce plan, dont les directions sont repérées respectivement par les lettres X et Y , et qui divisent ledit plan en rectangles de dimensions l_x et l_y (fig. 30), les valeurs de l_x (ou l_y) pouvant être différentes pour deux travées successives suivant la direction X (ou Y).

Les dalles sont pleines, d'épaisseur constante h_0 et pourvues d'armatures inférieures et de chapeaux disposés dans les directions X et Y ; elles peuvent également être munies d'armatures supérieures en dehors des zones voisines des appuis. En général, l'armature des dalles ne comporte pas d'étriers.

Les piliers peuvent être ou non pourvus, à chaque étage, de têtes épanouies, en forme générale de troncs de cônes ou de pyramides renversés, appelés chapiteaux. Lorsque les chapiteaux existent, les planchers sont dits *planchers champignons*; dans le cas contraire, on a des *planchers dalles*.

Si les dalles ne sont pas prolongées en porte-à-faux au-delà des piliers de rive, les épanouissements des têtes des piliers

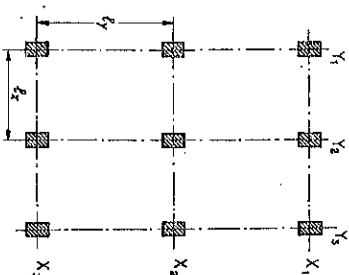


Fig. 30

de rive et des piliers d'angle n'existent que dans les zones voisines de ces têtes et intérieures au bâtiment.

A 301 Piliers

Tous les piliers intérieurs sont supposés identiques, de section transversale rectangulaire $a \times b$ (fig. 31). Si les sections transversales des piliers d'aire B étaient circulaires ou polygonales régulières, on prendrait dans les calculs effectués comme il est indiqué dans ce qui suit, $a = b = \sqrt{B}$. Les piliers le long d'une rive (tous identiques à l'exclusion des piliers d'angle) ont des sections transversales rectangulaires au moins égales à $\frac{a}{2}b$ ou $a\frac{b}{2}$, a et b étant soit les dimensions réelles d'un pilier intérieur, soit les dimensions fictives déterminées comme il vient d'être dit dans le cas où les sections des piliers de rive seraient des demi-cercles ou des demi-polygones réguliers.

Les piliers d'angle ont des sections transversales rectangulaires identiques, d'aire au moins égale à $\frac{a}{2} \times \frac{b}{2}$.

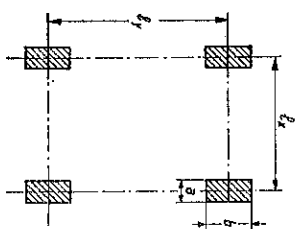


FIG. 31

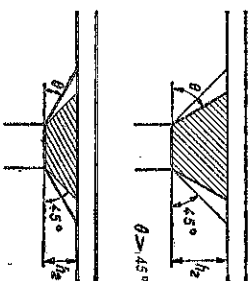
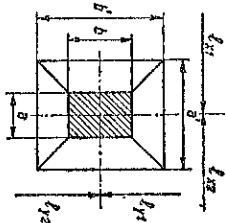


FIG. 32

A 302 Chapiteaux

Le chapiteau d'un pilier intérieur est un tronc de pyramide ou un tronc de cône dont la petite base est la section supérieure de la partie prismatique du pilier. La hauteur h_2 du chapiteau est la distance du plan de la petite base à la face inférieure du plancher.

Dans les calculs de résistance, on ne retiendra, comme volume utile du chapiteau, que la partie comprise à l'intérieur du tronc de pyramide ou du tronc de cône construit sur la petite base du chapiteau et défini par des plans ou des génératrices faisant un angle de 45° avec le plan horizontal (fig. 32).

Si la grande base du volume

utile est constituée par un rectangle de dimensions a' et b' , on doit avoir :

$$\begin{aligned} a' &< 0,4 l_{x1} \\ b' &< 0,4 l_{y1} \end{aligned}$$

l_{x1} et l_{y1} désignant les dimensions de celui des quatre panneaux entourant le pilier considéré qui a la plus faible surface ou, si elles sont pour tous les mêmes, les dimensions desdits panneaux.

Si la grande base du volume utile est constituée par une section polygonale ou circulaire d'aire B_1 , les calculs de résistance sont conduits comme si la grande base était un carré de côté $a' = b' = \sqrt{B_1}$, sous réserve que l'on ait :

$$a' = b' < 0,4 l_{x1}$$

l_{x1} désignant la plus petite dimension de celui des quatre panneaux entourant le pilier considéré qui a la plus faible surface ou, si elle est pour tous la même, la plus petite dimension desdits panneaux.

Dans le cas où la dalle est

surépaissie au voisinage de ses appuis grâce à des *panneaux en retombée* tels que C D E F (fig. 33), les dimensions a' et b' à introduire dans les calculs de résistance sont celles indiquées sur la figure :

— si les points A et B se trouvent entre les points C et D,

$$a' \text{ (ou } b') = AB$$

— dans le cas contraire,

$$a' \text{ (ou } b') = CD$$

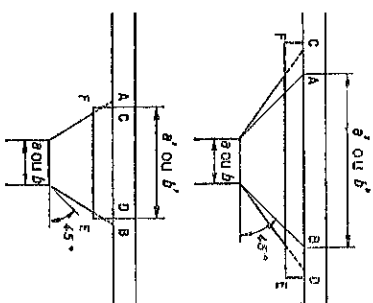


Fig. 33

A 303 Domaine d'application

Le domaine d'application des présentes règles est limité aux cas où les inégalités suivantes sont simultanément vérifiées :

$$\frac{l_y}{2} < l_x < 2l_y$$

$$\frac{b}{2} < a < 2b \quad \frac{b'}{2} < a' < 2b'$$

$$a < \frac{l_{x1}}{5} \quad b < \frac{l_{y1}}{5}$$

A 31 MÉTHODE DE CALCUL

On étudie indépendamment l'une de l'autre les flexions dans les sens X et Y des panneaux dont la juxtaposition constitue le plancher, et cela en prenant en compte chaque fois la totalité des charges et surcharges supportées par celui-ci.

A cet effet, le bâtiment ou chacun des éléments en lesquels il est éventuellement découpé par des joints de dilatation, est décomposé en deux séries de portiques X et Y supposés indépendants les uns des autres, dont les plans moyens sont les plans verticaux contenant les droites (X) et (Y) ci-dessus définies, conformément à ce qu'indique la figure 30. On a donc ainsi à considérer, dans chaque série, un certain nombre de portiques intermédiaires et deux portiques de rive.

Chaque portique est étudié comme un système à deux dimensions composé de montants verticaux constitués par les piliers et de traverses horizontales définies de la façon suivante :

— pour un portique intermédiaire X (ou Y), les traverses sont constituées par la bande de dalle limitée par les lignes des centres des panneaux situés de part et d'autre du portique considéré.

Si ces panneaux ont des portées différentes l_{y1} et l_{y2} (ou l_{x1} et l_{x2}), la largeur de cette bande est égale à $\frac{l_{y1} + l_{y2}}{2}$ pour un portique X (et $\frac{l_{x1} + l_{x2}}{2}$ pour un portique Y).

— pour un portique de rive X (ou Y), les traverses sont les éléments de plancher définis par la figure 34, de largeur

$$\frac{l_{y1}}{2} + l_{y0} \quad \left(\text{ou} \quad \frac{l_{x1}}{2} + l_{x0} \right)$$

l_{y0} et l_{x0} désignant, quand ils existent, les porte-à-faux de la dalle au-delà des piliers de rive. Les calculs de résistance sont effectués comme si le plan médian des traverses d'un portique intermédiaire ou de rive était confondu avec le plan contenant les axes verticaux de ses montants.

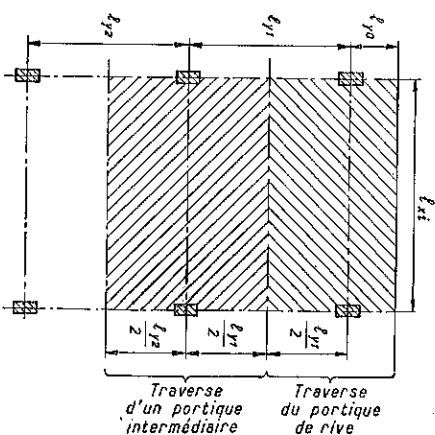


FIG. 34

A 311 P est évaluée en tenant compte de la majoration de 20 % prévue en 3,123.

A 311 Charges et surcharges

Les règles ci-après s'appliquent aux cas de charges permanentes et surcharges uniformément réparties, d'intensité g et P par unité de surface. Toutefois, si P désigne la surcharge totale $pl_x l_y$ sur un panneau, on admettra que celui-ci peut supporter en sécurité des surcharges localisées dont l'intensité unitaire ne dépasse pas $\frac{P}{10}$ en même temps que des surcharges uniformément réparties à condition que la surcharge totale reste au plus égale à $0,9 P$ et que la résistance de la dalle au poinçonnement permette l'application des surcharges localisées.

Les cas où l'intensité unitaire des charges localisées dépasse $\frac{P}{10}$ doivent faire l'objet de justifications spéciales.

La surcharge uniformément répartie P peut être distribuée d'une façon quelconque, par exemple sur une ou plusieurs files de travée ou sur certains panneaux seulement. Dans le cas où le plancher considéré constitue le fond d'un réservoir non cloisonné et supporte uniquement le poids du liquide emmagasiné dans le réservoir, la surcharge appliquée à tous les panneaux et les sollicitations qui en résultent sont proportionnelles à celles déterminées par la charge permanente g .

A 312 Sollicitations des portiques

Les sollicitations de chaque portique pourront être déterminées au moyen des méthodes classiques de la résistance des matériaux, les déformations dues aux efforts normaux et aux efforts tranchants étant négligées, les portées des traverses étant comptées entre les axes de leurs appuis et les hauteurs des montants étant les distances entre faces supérieures des planchers consécutifs.

En outre, pour tenir compte du fait que la solidarité des poteaux et de la dalle n'est assurée que localement par l'intermédiaire des chapiteaux, on admettra, dans le calcul des sollicitations, que :

— le facteur de rigidité des poteaux est égal au facteur de rigidité théorique multiplié par le coefficient $\frac{2 + \lambda_h}{3}$

— le facteur de transmission des traverses est égal au facteur de transmission théorique multiplié par le coefficient $\frac{1}{2} (1 + \lambda'_1)$

— le moment d'encastrement des traverses sur appui est égal au moment théorique multiplié par le coefficient $1 - \frac{\lambda'_1}{3}$

A 312 La hauteur des montants de l'étage inférieur sera comprise du dessus des semelles de fondation au dessus du premier plancher. • Il y a lieu de tenir compte des déplacements horizontaux des nœuds des portiques à deux travées dans les bâtiments non pourvus de poutres de contreventement rigides, plus particulièrement dans le cas où les planchers sont des planchers dalles.

• Si dans une poutre AB non directement chargée, M_{AB} et M_{BA} désignent les couples respectivement exercés par la poutre AB

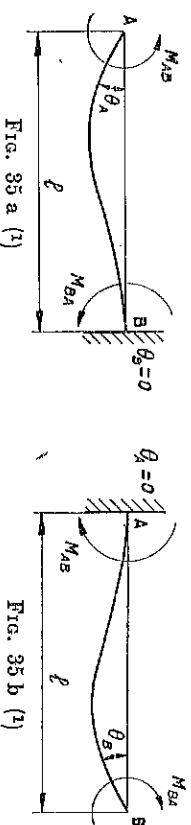


Fig. 35 a (1)

Fig. 35 b (1)

sur le nœud A et sur le nœud B , ces couples étant comptés positivement s'ils tendent à faire tourner le nœud A ou le nœud B dans le sens trigonométrique et les rotations θ_A et θ_B des extrémités A et B étant égales.

(1) Les nœuds A et B exercent respectivement sur la poutre les couples $-M_{AB}$ et $-M_{BA}$.

ment comptées positivement dans le sens trigonométrique, on appelle :

— facteurs de rigidité K_{AB} et K_{BA} les deux quantités :

$$K_{AB} = -\frac{M_{AB}}{\theta_A} \quad \text{pour} \quad \theta_B = 0$$

$$K_{BA} = -\frac{M_{BA}}{\theta_B} \quad \text{pour} \quad \theta_A = 0$$

— facteurs de transmission μ_{AB} et μ_{BA} les quantités :

$$\mu_{AB} = \frac{M_{BA}}{M_{AB}} \quad \text{et} \quad \mu_{BA} = \frac{M_{AB}}{M_{BA}}$$

où h représente le rapport entre la hauteur du chapiteau et la hauteur du poteau, et h' le rapport $\frac{2b'}{l_{y1} + l_{y2}}$ pour un portique X ou $\frac{2a'}{l_{x1} + l_{x2}}$ pour un portique Y.

On pourra également faire les hypothèses simplifiées suivantes :

— sous l'action des charges permanentes et des surcharges, les nœuds des portiques restent fixes, même en l'absence de palées de contreventement à condition que les portiques aient au moins trois travées ;

— les moments de continuité produits en un nœud i par les charges permanentes et les surcharges peuvent être évalués en ne prenant en compte que celles appliquées aux traverses aboutissant à ce nœud et en admettant que les traverses $i-2$, $i-1$ et $i+1$, $i+2$ sont parfaitement encastées en $i-2$ et $i+2$ respectivement et que les montants sont parfaitement encastés dans les planchers situés immédiatement au-dessous et au-dessus de celui contenant le nœud i considéré. Toutefois, les montants aboutissant au dernier plancher ou partant des fondations seront considérés comme partiellement encastés seulement et on justifiera les hypothèses faites en ce qui les concerne ;

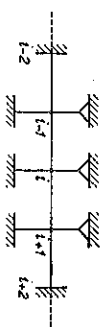


Fig. 36

— la déformation des chapiteaux est négligeable en regard de celles des parties des dalles extérieures aux chapiteaux et de celles des tronçons prismatiques des piliers ;

— les sollicitations des portiques résultant, en l'absence de palées de contreventement, de l'action du vent, pourront être évaluées en application de la règle 4.112.

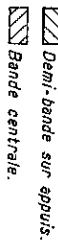
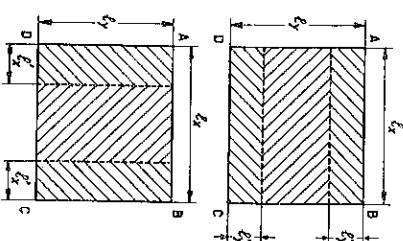


Fig. 37

A 32 DIVISION DES PANNEAUX DE DALLE EN BANDES

Pour l'étude de la flexion dans le sens des portées l_y , chaque panneau sera décomposé en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis, comme indiqué par la figure 37.

On admettra que la largeur l'_y de la demi-bande sur appuis est égale :

— pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis, à la plus grande des deux dimensions

$$\frac{b'}{2} + h_0 \quad 1,5 \left(\frac{b}{2} + h_0 \right),$$

— pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée, à la plus grande des deux dimensions

$$\frac{b'}{2} + h_0 \quad \frac{b}{2} + \frac{l_y}{12} \left(3 - \frac{l_y}{l_x} \right).$$

En aucun cas l'_y ne dépassera $\frac{l_y}{4}$.

La largeur de la bande centrale correspondante sera égale à $l_y - 2l'_y$.

Dans le sens de la portée l_y , la largeur l'_x serait définie de la même manière en substituant x à y et a à b dans les expressions précédentes.

A 33 RÉPARTITION DES MOMENTS FLÉCHISSANTS ENTRE LES DIFFÉRENTES BANDES

Les moments fléchissants positifs et négatifs sollicitant les traverses des portiques, déterminées comme indiqué en A 31, seront répartis entre les bandes centrales et bandes sur appuis, conformément aux indications du tableau ci-après, dans lequel :

— (M) et (M') représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant une travée intermédiaire d'un portique intermédiaire;

— (M_1) et (M'_1) représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant un portique de rive.

— L'indication *rive non supportée* se rapporte au cas où la dalle n'est ni surépaissie ni portée par un mur le long de la rive considérée.

— L'indication *rive supportée* correspond au cas où le long de la rive considérée existe soit une poutre ayant une hauteur de section h , au moins égale à trois fois l'épaisseur h_0 de la dalle, soit un mur capable de supporter celle-ci et la supportant effectivement.

S'il existe, le long de la rive considérée, une poutre ayant une hauteur de section inférieure au triple de l'épaisseur h_0 de la dalle, on prendra les coefficients de répartition intermédiaires entre ceux donnés pour la *rive non supportée* et pour la *rive supportée*, déterminés par interpolation linéaire, la variable étant le rapport $\frac{h}{h_0}$.

A 33 (M_1) et (M'_1) doivent être déterminés en tenant compte des prolongements de la dalle en porte-à-faux lorsqu'ils existent, ainsi que de la charge permanente des façades quand elles ne sont pas constituées par des murs porteurs.

Demi-bande considérée	Moments positifs	Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur (E)	Moments négatifs au voisinage d'un pilier de rive (F)	
			Rive non supportée	Rive supportée
Demi-bande centrale d'un portique intermédiaire (A)	0,20 (M_I)	0,12 (M_I')	0,10 (M_I')	0,20 (M_I')
Demi-bande centrale d'un portique de rive (B)	0,40 (M_I)	0,24 (M_I')	0,20 (M_I')	0,40 (M_I')
Demi-bande sur appuis d'un portique intermédiaire (C)	0,30 (M_I)	0,38 (M_I')	0,40 (M_I')	0,30 (M_I')
Demi-bande sur appuis d'un portique de rive (D)	Rive non supportée	0,60 (M_I)	0,80 (M_I')	0,60 (M_I')
	Rive * supportée	0,30 (M_I)	0,40 (M_I')	0,30 (M_I')

* Dans ce cas (M_I et (M_I') sont calculés comme si la rive n'était pas supportée.

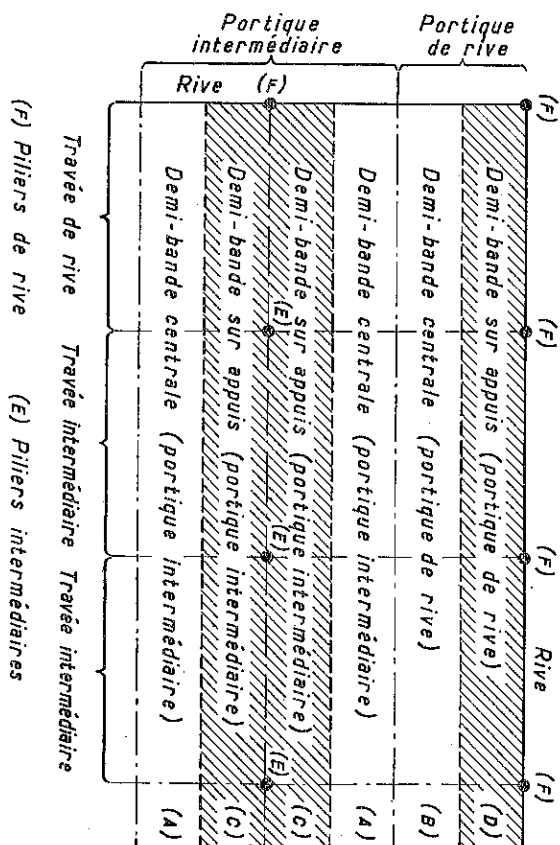


Fig. 38

Les moments fléchissants dus à la charge permanente et à la surcharge appliquée affectés à la demi-bande d'appui d'un panneau dont un côté est une rive le long de laquelle existe une poutre, seront répartis entre la poutre et la demi-bande sur les appuis de rive du panneau au prorata de leurs moments d'inertie respectifs, mais les moments fléchissants affectés à la demi-bande en cause (dalle + poutre) ne seront pas inférieurs à ceux définis par le tableau. Pour l'évaluation de la section de dalle, on prendra en compte la largeur l'_z de la demi-bande sur appuis destinée à résister aux moments positifs.

A 34 MÉTHODE DE CALCUL APPROCHÉ DES SOLLICITATIONS

A 341 Domaine d'application

La validité de la méthode approchée est strictement limitée aux cas suivants :

- le rapport l_z/l_y des deux dimensions des panneaux et celui a/b des deux dimensions des piliers rectangulaires sont au plus égaux à 1,50;
- les portées l_x (ou l_y) de deux panneaux successifs ne diffèrent pas de plus de 30 %;
- la résistance aux forces horizontales est assurée par une structure rigide (murs-pignons, façades, refends, palées) distincte de celle du plancher charpignon ou du plancher dalle.

A 342 Notations

On désigne par :

- l_x la portée (avec indices « x » ou « y ») du panneau entre axes des piliers dans le sens X ou Y ;
- c' la dimension du chapiteau (a' ou b') mesurée suivant la même direction que l_x ;
- h_2 la hauteur du chapiteau, définie en A 302.
- h_0 l'épaisseur de la dalle;
- h_s, h_n les hauteurs des piliers inférieurs et supérieurs mesurées entre faces supérieures des planchers;
- q la charge ou surcharge évaluée par mètre linéaire de bande de dalle constituant la traverse horizontale du portique et définie en A 311;
- I le moment d'inertie de cette même bande;
- I_s, I_n les moments d'inertie de la section courante des piliers inférieurs et supérieurs;

A 342 L'attention est appelée sur le fait qu'il faut prendre en compte dans les calculs la portée entre axes des piliers et non la portée libre entre nus des appuis comme dans la méthode exposée à l'annexe A1.

A 343 Les moments aux nœuds sont exclusivement dus à l'action des charges verticales puisque la résistance aux efforts horizontaux est supposée assurée par une structure rigide distincte du plancher.

λ_n, λ_l les paramètres géométriques définis par les relations :

$$\lambda_n = \frac{h_2}{h_s} \quad \lambda_l = \frac{l_i - c'}{l_i}$$

La méthode approchée n'est applicable que pour $\lambda_n \leq 0,3$ et $\lambda_l \geq 0,6$.

A 343 Évaluation des sollicitations

Les sollicitations des portiques X ou Y (définis en A 31) peuvent être évaluées en appliquant la règle A 11 concernant les moments aux nœuds dans les poutres continues solidaires des poteaux qui les supportent. En particulier les longueurs l'_s, l'_w, h'_s, h'_n sont déterminées à partir de l_s, l_w, h_s, h_n en utilisant les coefficients de réduction définis dans cette règle.

Les valeurs des coefficients K et les valeurs absolues des moments M'_w et M'_e sont données par les relations :

$$K_w = \frac{I}{\lambda_{lw} l'_w}$$

$$K_e = \frac{I}{\lambda_{le} l'_e}$$

$$K_s = \frac{2 I_s (1 + 4 \lambda_h)}{3 h'_s}$$

$$K_n = \frac{2 I_n}{3 h'_n} \left(1 + \frac{\lambda_h}{2} \right)$$

$$M'_w = \frac{q_w l'^2_w}{8,5} \left(1,6 - \frac{\lambda^2_{lw}}{2} \right)$$

$$M'_e = \frac{q_e l'^2_e}{8,5} \left(1,6 - \frac{\lambda^2_{le}}{2} \right)$$

Dans ces relations, λ_{lw} et λ_{le} , q_w et q_e représentent les valeurs de λ_l et q relatives aux travées de gauche et de droite du nœud considéré.

Les moments dans les sections situées dans les axes des piliers intermédiaires et de rive sont évalués à partir des valeurs de K_w, K_s, K_n, M'_w et M'_e ci-dessus définies, en utilisant les relations correspondantes données dans la règle A 11.

A 35 RÉSISTANCE DE LA DALLE AUX MOMENTS FLÉCHISSANTS

Les moments fléchissants affectés dans les conditions ci-dessus indiquées à chaque bande ou demi-bande seront supposés

A 35 L'attention est appelée sur le fait que l'ordre de pose des lits d'armatures dans les panneaux d'un plancher champignon ou d'un plancher dalle est l'ordre inverse de pose des lits d'armatures dans une dalle reposant sur son contour.

uniformément répartis sur la largeur de celle-ci. En conséquence, la répartition des armatures sera uniforme dans chaque bande ou demi-bande.

Si les panneaux ne sont pas carrés, les armatures inférieures parallèles aux grands côtés seront placées au-dessous de celles parallèles aux petits côtés et les armatures supérieures parallèles aux grands côtés, au-dessus de celles parallèles aux petits côtés.

Les vérifications concernant la résistance à la flexion des sections :

- (I) dans l'axe d'un appui;
- (II) aux distances $\frac{b'}{2}$ (ou $\frac{a'}{2}$) de part et d'autre de l'axe de cet appui;

— (III) aux bords du panneau de retombée quand il existe, seront effectuées en tenant compte de la règle 4,63 relative aux goussets et aux changements brusques de section.

En outre, s'il résulte des dispositions constructives prévues que la hauteur utile du chapiteau est supérieure à trois fois la hauteur utile de la dalle, la vérification des sections sur appuis sera faite en limitant la hauteur utile du chapiteau au triple de celle de la dalle.

Les arrêts des armatures inférieures et supérieures seront déterminés conformément à la règle 4,24 en remplaçant $\frac{z}{2}$ par z à moins que la bande considérée ne soit pourvue d'étriers conformes à la règle 4,234.

Par ailleurs, quel que soit le rapport des portées des divers panneaux, on vérifiera que la section des armatures en travée rencontrées sur la largeur l_x (ou l_y) est au moins capable d'équilibrer le moment maximal en travée d'une poutre de même largeur de portée $l_x - a'$ (ou $l_y - b'$) soumise à l'ensemble des charges permanentes et des surcharges et considérée comme parfaitement encastée sur ses appuis.

A 36 RÉSISTANCE DE LA DALLE AUX EFFORTS TRANSVERSALS

On admettra qu'il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales si :

$$T_{II} \leq \bar{\sigma}_b (b' + h_0) \frac{2z l_y}{l_y + b'}$$

T_{II} désignant l'effort tranchant dans la section II et z le bras de levier du couple élastique dans cette section.

Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, on devra augmenter h_0 ou b' ou encore prévoir des armatures transversales conformes à la règle 4.234. Ces armatures devront être calculées pour une fraction de l'effort tranchant égale à $T_{II} \times \frac{l_y + b'}{2l_y}$.

A défaut de justification spéciale, on admettra que lesdites armatures sont nécessaires jusqu'à la section IV, située à une distance b'' de la section II, pour laquelle la condition suivante est satisfaite :

$$T_{IV} \leq \sigma'_b (b' + b'') \frac{2zl_y}{l_y + b'}$$

Les armatures supérieures traversant la section II de largeur $b' + 2h_0$ devront avoir une section au moins égale à celle nécessaire pour qu'elles puissent supporter, sous contrainte admissible, une traction dans leur direction d'intensité égale à T_{IV} .

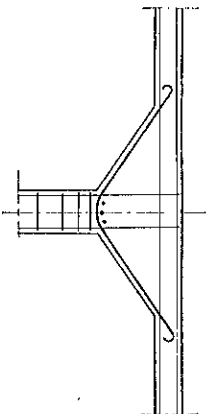
Ce qui précède reste valable pour les planchers dalles en substituant b à b' .

A 37 RÉSISTANCE DES PILIERS

La résistance des piliers sera vérifiée sous l'action des sollicitations évaluées comme indiqué en A 312 auxquelles on ajoutera les charges verticales provenant des étages supérieurs. La disposition des surcharges sera envisagée de façon à produire les contraintes les plus défavorables dans le béton ou les armatures de la section considérée.

Chaque portique étant par hypothèse assimilé à un système plan, les vérifications sont à faire en flexion composée et non en flexion déviée; elles doivent être faites dans la direction X et dans la direction Y.

FIG. 39



On vérifiera en outre que les armatures obliques des chapiteaux (fig. 39) sont suffisantes pour assurer la résistance aux couples de flexion qui sollicitent lesdits chapiteaux lorsque la disposition des surcharges est dissymétrique.

A 38 OUVERTURES DANS LA DALLE

Des ouvertures peuvent être pratiquées dans la zone commune à deux bandes centrales, à condition que :

- 1° leur plus grande dimension ne dépasse pas $l_d/6$;
- 2° les sections d'armatures interrompues soient remplacées par des sections équivalentes de renfort;
- 3° les contraintes supportées par le béton restant ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Entre deux ouvertures, il y aura une zone pleine au moins égale, dans le sens X ou le sens Y, à trois fois la plus grande dimension des ouvertures. Dans la zone commune à une bande centrale et à une bande sur appuis, les ouvertures ne pourront avoir plus de $l_d/10$ dans le sens X ou $l_d/10$ dans le sens Y suivant leur plus grande dimension.

Le cas d'ouvertures dans les zones communes à deux bandes sur appuis devra en tout état de cause faire l'objet de justifications spéciales, notamment en ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant.

Dans tous les cas, les sections de béton restantes doivent être suffisantes pour que les contraintes n'excèdent pas les limites admissibles et au besoin doivent être renforcées par des armatures appropriées (longitudinales et transversales).

A 4 RÈGLES POUR LE CALCUL DES PAROIS FLÉCHIES (MURS, CLOISONS OU VOILES FORMANT POUTRES)

A 40 DÉFINITION — DOMAINE D'APPLICATION — NOTATIONS

A 400 Définition

Les poutres droites de section constante dont la hauteur de section est supérieure à la moitié de la portée, sollicitées en flexion simple, sont considérées comme des parois fléchies généralement justiciables des règles énoncées ci-après.

Les parois fléchies peuvent être continues ou ne comporter qu'une seule travée libre.

A 400 Des éléments fléchis de faibles dimensions (tels que linteaux, chevêtres, etc.), même si leur hauteur de section dépasse la moitié de leur portée, ne sont pas nécessairement à calculer et à organiser selon les règles spéciales aux parois fléchies.

En revanche, des éléments de grandes dimensions ou fortement chargés peuvent être justiciables de ces règles même si leur hauteur de section n'atteint pas exactement la moitié de la portée.

Les parois fléchies se rencontrent en particulier dans les cas suivants (fig. 40, p. 276) :

a) les parois de silos (ou constructions similaires) où la majeure partie de la charge est suspendue sous la poutre (type I) ;

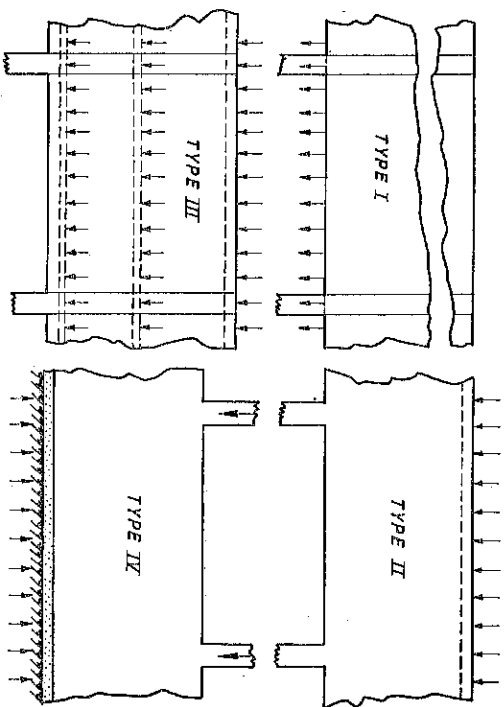


Fig. 40

b) les poutres de faible élanement ⁽¹⁾ chargées par-dessus (type II) ;

c) les poutres-cloisons dans lesquelles la charge est apportée par deux ou plusieurs planchers à différents niveaux (type III) ;

d) les murs ou voiles de cave (type IV). Lorsque le moment d'inertie du mur ou du voile est suffisamment élevé, en regard au module de réaction du sol, pour que l'on puisse admettre une répartition uniforme des réactions du terrain sous le mur ou le voile, ce type est statiquement identique au type II.

A 4010 Les règles sont donc directement applicables au type II précédemment défini. Elles sont également applicables au type IV, à condition de remplacer dans le texte le mot « inférieur » par « supérieur » et réciproquement, et aux types I et III moyennant la majoration des armatures verticales du réseau réparti prévue ci-contre.

⁽¹⁾ On appelle ici élanement le rapport $\frac{\text{portée}}{\text{hauteur de section.}}$

A 401 Domaine d'application

— 0 Les règles énoncées ci-après concernent exclusivement :
— les parois flechées raidies par des montants d'appuis ou d'autres parois flechées transversales capables d'assurer la fixité transversale des sections d'appuis ;

— le cas des charges et surcharges uniformément réparties dans chaque travée, lorsqu'elles agissent dans le plan moyen et qu'elles sont appliquées à la partie supérieure de la paroi.

Si les charges ou surcharges sont appliquées en partie ou en totalité à la partie inférieure de la paroi, les armatures verticales du réseau réparti (A 420) seront majorées de la section correspondant à l'effort de suspension.

Si une paroi flechie, par son rôle dans la construction, est

A 402 Les formules données étant homogènes, il est commode d'exprimer :

$$l_i, h_i, h_0 \text{ en } m, \quad q \text{ en } t/m, \quad \bar{\sigma}_{b0} \text{ en } t/m^2$$

A 41 La valeur limite de $\frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i}$ est définie par les deux conditions suivantes :

1^o Condition de non-déversement :

$$h_0 > \frac{\lambda^2}{2} \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0}} \frac{l_i}{h_i}$$

appelée à supporter en outre des efforts transversaux de flexion ou autres, il conviendra d'en tenir compte.

Le cas des charges localisées nécessite une étude spéciale ; à défaut d'autre justification, on pourra utiliser les indications données dans la règle A 43.

- 1 Il conviendra de s'assurer que les règles 3,23 et 3,25 relatives à la condition de non-fragilité et à la vérification de la sécurité à l'égard des surcharges sont respectées.

- 2 Dans ce qui suit, les parois fléchies sont supposées soumises à la sollicitation (X_1) ; si les parois fléchies considérées sont soumises à la sollicitation (X_2), on appliquera la règle 2,0, dernier alinéa.

A 402 Notations

On désigne par :

l_i la portée de la paroi entre axes des appuis,

h_i sa hauteur totale $\left(h_i > \frac{l_i}{2}\right)$,

h_0 son épaisseur,

q la charge totale appliquée par unité de longueur de paroi,

$\bar{\sigma}_{b0}$ la contrainte admissible pour le béton en compression simple,

A' la section des armatures inférieures,

A la section des armatures filantes supérieures,

A_h la section totale des armatures horizontales à répartir sur les deux faces de la paroi entre les armatures de sections A' et A ,

M_0 le moment de référence $M_0 = \frac{ql_i^2}{8}$,

T_0 l'effort tranchant de référence $T_0 = \frac{ql_i}{2}$,

τ_0 la contrainte de cisaillement de référence $\tau_0 = \frac{3}{2} \frac{T_0}{h_0 h_i}$.

A 41 ÉPAISSEUR MINIMALE

L'épaisseur de la paroi fléchie devra être telle que :

$$\begin{aligned} \text{si } \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i} < \frac{1}{52} \quad h_0 &> \frac{l_i^3}{2} \sqrt{\frac{q}{100 \bar{\sigma}_{b0} h_i}} \\ \text{si } \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i} > \frac{1}{52} \quad h_0 &> \frac{3}{2} \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0}} \frac{l_i}{h_i} \end{aligned}$$

où λ est le coefficient d'élanement de la paroi, égal par définition à $\frac{l_i}{20 h_0}$.

2° Condition de résistance à la compression du béton tant sous la flexion que sous l'effort tranchant :

$$h_0 \geq \frac{3}{2} \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0}} \frac{l_i}{h_i}$$

Si l'on désigne par h_{01} et h_{02} les deux valeurs de h_0 correspondant aux cas d'égalité, on a $h_{01} = h_{02}$ lorsque

$$\frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i} = \frac{1}{\sqrt{2700}} \approx \frac{1}{52}$$

Lorsque $\frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i} < \frac{1}{52}$, la condition prédominante est celle du déversement qui s'écrit :

$$h_0^2 \geq \frac{l_i^2}{2 \times 400} \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i} \frac{l_i}{h_i}$$

mais si la paroi fléchie est raidie par des membrures longitudinales supérieures et inférieures de section suffisante et solidaires des montants d'appui, seule intervient la condition de résistance à la compression du béton.

Des nervures de raidissement convenablement liées à l'âme et aux membrures peuvent également contribuer à assurer la stabilité transversale de la paroi fléchie.

A 420 La résistance des matériaux classique n'est pas applicable aux poutres de faible élanement. Dans certains cas (travées intermédiaires des parois continues à charge permanente prépondérante) les armatures pourraient être déterminées par les diagrammes de contraintes tirés de la théorie de l'élasticité; mais il est recommandé de s'en tenir en général à la méthode présentée, qui tient compte implicitement des redistributions des contraintes consécutives à la fissuration du béton.

• Il est entendu que le moment de référence M_0 ne constitue dans le cas des parois fléchies qu'un paramètre commode pour la détermination des sections d'armatures longitudinales.

Si la paroi fléchie est convenablement raidie par des membrures longitudinales supérieures et inférieures solidaires des montants d'appui, son épaisseur devra satisfaire l'inégalité :

$$h_0 \geq \frac{3}{2} \frac{q}{\bar{\sigma}_{b0}} \frac{l_i}{h_i}$$

quelle que soit la valeur de $\frac{q}{\bar{\sigma}_{b0} h_i}$.

Il est précisé qu'en tout état de cause, l'épaisseur de la paroi fléchie doit être suffisante pour assurer aisément le logement et l'enrobage des armatures, même aux croisements, et cette condition pratique conduira généralement à adopter une épaisseur supérieure aux épaisseurs minimales fixées par les formules ci-dessus.

A 42 ARMATURES

A 420 Les parois fléchies seront munies d'un système d'armatures principales et d'un système d'armatures réparties constituées par des cadres verticaux (auxquels seront éventuellement adjoints des étriers) et des armatures horizontales disposées sur les deux faces de la paroi.

Les sections des armatures seront déterminées en partant du moment et de l'effort tranchant de référence M_0 et T_0 .

A 421 Armatures principales

— 0 Les sections des armatures principales inférieures et supérieures (A' , A) seront déterminées pour une contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{ak}$.

A 42121 Pour les parois fléchies de faible épaisseur fortement chargées, la nécessité de prévoir des barres relevées importantes, barres qui ne peuvent être arrêtées près des appuis en raison des proportions de la paroi, conduit généralement à majorer les sections d'acier en travée déterminées comme indiqué ci-contre.

• Les armatures inférieures et les armatures filantes supérieures doivent être disposées sur une hauteur de l'ordre de $h_i/10$.

-1 PAROIS FLÉCHIES REPOSANT SUR DEUX APPUIS

$$A' = 0,90 \frac{M_0}{h_i \bar{\sigma}_a'} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h_i}{l_i} \right) \quad \text{si} \quad \frac{l_i}{2} < h_i < l_i$$

$$A' = 1,50 \frac{M_0}{l_i \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad h_i > l_i$$

-2 PAROIS FLÉCHIES A PLUSIEURS TRAVÉES

-21 Armatures inférieures

-211 Travées intermédiaires

$$A' = 0,60 \frac{M_0}{h_i \bar{\sigma}_a'} \left(1 + \frac{h_i}{l_i} \right) \quad \text{si} \quad \frac{l_i}{2} < h_i < l_i$$

$$A' = 1,20 \frac{M_0}{l_i \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad h_i > l_i$$

-212 Travées de rive

$$A' = 0,70 \frac{M_0}{h_i \bar{\sigma}_a'} \left(1 + \frac{h_i}{l_i} \right) \quad \text{si} \quad \frac{l_i}{2} < h_i < l_i$$

$$A' = 1,40 \frac{M_0}{l_i \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad h_i > l_i$$

-22 Armatures filantes supérieures

-221 Cas où $\tau_0 < 2,5 \bar{\sigma}_b'$ (sans barres relevées)

$$A = 0,60 \frac{M_0}{h_i \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad \frac{l_i}{2} < h_i < l_i$$

$$A = \frac{2,40 M_0}{(l_i + 3 h_i) \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad h_i > l_i$$

-222 Cas où $\tau_0 > 2,5 \bar{\sigma}_b'$ (avec barres relevées)

$$A = 0,50 \frac{M_0}{h_i \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad \frac{l_i}{2} < h_i < l_i$$

$$A = \frac{2 M_0}{(l_i + 3 h_i) \bar{\sigma}_a'} \quad \text{si} \quad h_i > l_i$$

Si les rapports de la portée de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës sont inférieurs à 0,80 ou supérieurs à 1,25, on considérera le M_0 se rapportant à la plus grande des travées et on fera filer sur toutes les travées les armatures supérieures déterminées comme ci-dessus.

A 4222 La distribution des armatures transversales s'effectue donc comme si la poutre était soumise à un effort tranchant constant en valeur absolue et égal à $\frac{T_0}{2}$.

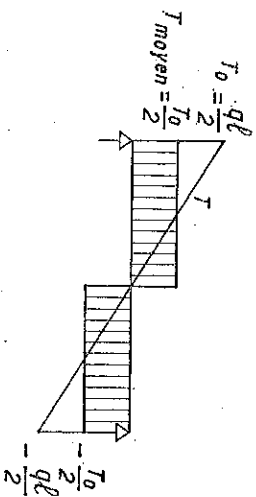


Fig. 41

• Le cas $\tau_0 > 2,5 \bar{\sigma}'_b$ correspond aux parois fléchies de faible épaisseur fortement chargées (parois de silos par exemple).

A 422 Armatures secondaires

— 0 Les sections des armatures secondaires horizontales ou transversales seront déterminées en partant de l'effort tranchant de référence $T_0 = \frac{q l_i}{2}$ et du cisaillement de référence $\tau_0 = \frac{3}{2} \frac{T_0}{h_0 h_i} = \frac{3}{4} \frac{q l_i}{h_0 h_i}$, pour une contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}'_a$ calculée comme indiqué en 4,23411.

— 1 ARMATURES HORIZONTALES

La section totale des armatures horizontales à répartir sur les deux faces de la paroi fléchie dans la hauteur comprise entre les armatures principales inférieures et supérieures est donnée par :

$$A'_h = 0,15 \frac{T_0 l_i}{h_i \bar{\sigma}'_a} \quad \text{si} \quad \frac{l_i}{2} < h_i < l_i$$

$$\text{et} \quad A'_h = 0,15 \frac{T_0}{\bar{\sigma}'_a} \quad \text{si} \quad h_i > l_i$$

Lorsque $h_i > l_i$, la section totale A'_h sera répartie sur la hauteur l_i et sur la hauteur $h_i - l_i$ on répartira une section totale égale à :

$$\frac{A'_h}{2} \left(\frac{h_i}{l_i} - 1 \right)$$

— 2 ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales seront déterminées comme pour les poutres usuelles, selon la règle 4,23411, mais en faisant état du cisaillement de référence τ_0 défini en A 4220.

Si $\frac{l_i}{2} < h_i < l_i$, on appliquera la règle 4,23411 sans modification.

Si $h_i > l_i$, les calculs seront effectués avec une hauteur de paroi fictive égale à l_i et la moitié des armatures verticales calculées sera prolongée jusqu'à la partie supérieure de la poutre.

La section totale des armatures transversales déterminées selon la règle 4,23411 et correspondant à l'ensemble de la travée sera répartie uniformément sur toute la longueur de cette travée.

Pour ce cas, il est recommandé d'utiliser les dispositions d'armatures indiquées par les figures ci-après.

La section A' des armatures principales doit être constituée par quatre barres au moins, ces barres étant relevées à 45° suivant les indications données sur les figures ci-dessous, à l'exception de la barre inférieure qui est flèche.

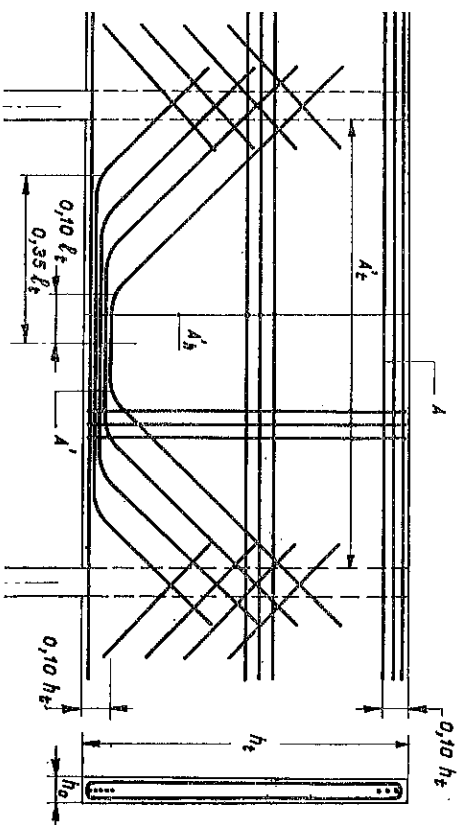
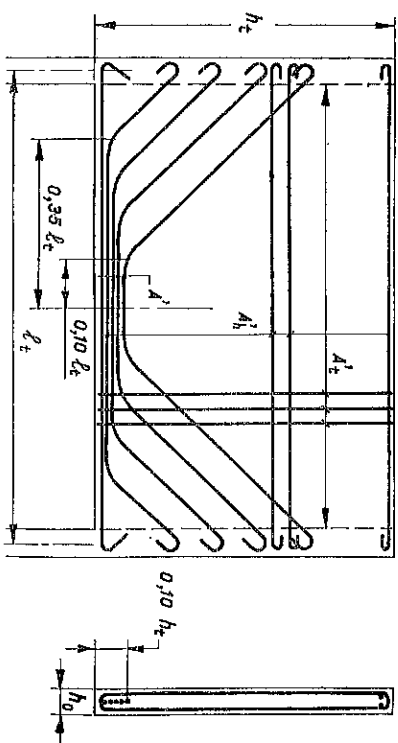


Fig. 42 (a et b)

A 43 CAS DES CHARGES LOCALISÉES

L'action des charges localisées nécessite une étude spéciale relative à chaque cas particulier.

Sous réserve que les charges localisées soient transmises par des nervures verticales régnant sur toute la hauteur de la paroi fléchie, on pourra, à défaut d'autre justification, déterminer les sections d'armatures principales et secondaires en remplaçant, dans les formules données en A 421 et A 422, M_o et T_o par M_M et T_M , ces deux quantités désignant respectivement le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal résultant de l'ensemble des charges appliquées dans la travée supposée sur deux appuis simples.

A 5 RÉSISTANCE A LA TORSION

A 50 La présente annexe donne une méthode de calcul des sections pleines circulaires, octogonales, carrées ou rectangulaires mais ne traite pas le cas des sections en U, en I ou en cornières, ni celui des sections évidées ou en caissons.

Le cas échéant, les problèmes qui s'y rapportent devront être traités en utilisant les théories classiques relatives aux profils à parois minces ouverts ou fermés.

A 51 SECTION CIRCULAIRE OU OCTOGONALE

A 511 Contrainte tangentielle τ_b

a désignant le diamètre de la section (ou du cercle inscrit dans la section) et M_t le moment de torsion, la contrainte tangentielle du béton est :

$$\tau_b = 5,09 \frac{M_t}{a^3}$$

A 511 Il va de soi que si $T = 0$, on doit vérifier que

$$\tau_b \leq \frac{\bar{\sigma}_{b0}}{3}$$

et non celle de τ_b .

• L'inégalité $\sigma_b + \sqrt{\sigma_b^2 + 4\tau_b^2} \leq 2\bar{\sigma}_{b0}$ limite la valeur de σ_b

Si la section supporte simultanément un effort tranchant T ou un effort de compression déterminant une contrainte normale σ_b , on vérifiera les conditions :

$$\tau_b \leq \frac{\bar{\sigma}_{b0}}{3} - 1,5 \frac{T}{a^3}$$

$$\text{ou} \quad \sigma_b + \sqrt{\sigma_b^2 + 4\tau_b^2} \leq 2\bar{\sigma}_{b0}$$

$\bar{\sigma}_{b0}$ désignant la contrainte admissible pour le béton en compression simple.

ρ	$\frac{\tau_b a^3}{M_t}$
10	4.81
15	3.0
20	2.0
25	1.5
30	1.2
35	1.0
40	0.9
45	0.8
50	0.7
55	0.65

A 521 En posant $\rho = \frac{b}{a} > 1$, on a :

$$\tau_b = \frac{M_t}{a^3} \rho \left(4,81 - 1,81 \frac{\rho - 1}{\sqrt{2 + \rho^2}} \right)$$

Les valeurs de $\frac{\tau_b a^3}{M_t}$ sont données en fonction de ρ par l'échelle fonctionnelle ci-contre.

A 512 Armatures

-1 La proportion des armatures longitudinales de torsion rapportée à la section transversale sera :

$$w_o = \frac{2}{3} \frac{\tau_b}{\sigma'_a}$$

et celle des armatures transversales :

$$w_{to} = 0,8 \frac{\tau_b}{\sigma'_a}$$

la contrainte σ'_a étant prise égale à la limite σ'_l définie en 2,111, avec $\rho'_a = 3/5$.

-2 Les armatures longitudinales seront uniformément réparties sur la périphérie. Les armatures transversales formeront des spires dont l'écartement sera au plus égal à $\frac{a}{2}$.

-3 Si la section est en même temps soumise à d'autres efforts, les armatures tendues, longitudinales ou transversales, nécessaires pour résister à ces efforts, s'ajouteront aux armatures ci-dessus déterminées.

A 513 Rotation élastique par unité de longueur θ

La rotation due à la torsion sera calculée par la formule suivante qui donne la rotation unitaire θ , c'est-à-dire la rotation rapportée à l'unité de longueur de fibre moyenne :

$$\theta = 23,5 \frac{M_t}{E_b a^4}$$

E_b étant le module de déformation longitudinale du béton défini en 3,312.

A 52 SECTION RECTANGULAIRE DE PETIT COTÉ a ET DE GRAND COTÉ b

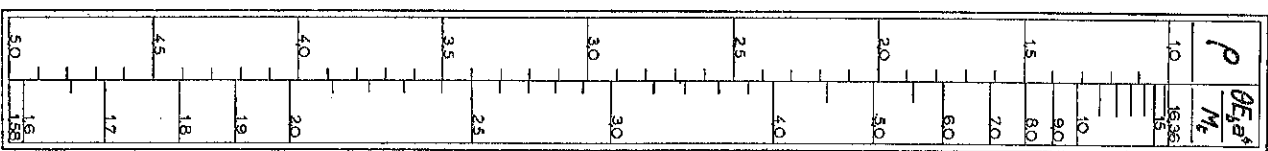
A 521 Contrainte tangentielle τ_b

La contrainte tangentielle du béton est maximale au milieu du grand côté b et sa valeur est :

$$\tau_b = \frac{M_t}{a^2 b} \left(4,81 - 1,81 \frac{b - a}{\sqrt{2a^2 + b^2}} \right)$$

Si la section supporte simultanément un effort tranchant

• Le commentaire A 511 est applicable à la règle A 521.



A 5221 En posant $\rho = \frac{b}{a} > 1$, on peut également écrire :

$$w_o = \frac{2}{3} \frac{1 + \rho}{2 \rho} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_a}$$

$$w_{io} = 0,8 \frac{1 + \rho}{2 \rho} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_o}$$

A 523 En posant $\rho = \frac{b}{a} > 1$, on a :

$$\theta = \frac{M_i}{E_b \alpha^4} \frac{1 + \rho^2}{\rho^3} \left[8,18 - 1,29 \left(\frac{1 - \rho}{1 + \rho} \right)^2 \right]$$

Les valeurs de $\frac{\theta E_b \alpha^4}{M_i}$ sont données en fonction de ρ par l'échelle fonctionnelle ci-contre.

T dirigé parallèlement au grand côté ou un effort de compression déterminant une contrainte normale σ_b , on vérifiera les conditions :

$$\tau_b < \frac{\bar{\sigma}_{bo}}{3} - \frac{4}{3} \frac{T}{ab}$$

$$\text{ou } \sigma_b + \sqrt{\sigma_b^2 + 4 \tau_b^2} \leq 2 \bar{\sigma}_{bo}$$

A 522 Armatures

-1 La proportion des armatures longitudinales de torsion rapportée à la section transversale ab sera :

$$w_o = \frac{2}{3} \frac{a + b}{2b} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_a}$$

et celle des armatures transversales :

$$w_{io} = 0,8 \frac{a + b}{2b} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_o}$$

la contrainte $\bar{\sigma}'_a$ étant prise égale à la limite $\bar{\sigma}'_l$ définie en 2,114, avec $\rho'_a = 3/5$.

-2 Les armatures longitudinales seront disposées aux quatre angles et éventuellement sur les faces pour les sections de grandes dimensions. Les armatures transversales formeront des cadres enveloppants dont les plans seront normaux à la fibre moyenne et l'écartement inférieur à a .

-3 Si la section est en même temps soumise à d'autres efforts, les proportions indiquées ci-dessus seront augmentées dans les conditions prévues en A 5123.

A 523 Rotation élastique par unité de longueur θ

La rotation élastique due à la torsion sera calculée par la formule :

$$\theta = M_i \frac{a^2 + b^2}{E_b \alpha^3 b^3} \left[8,18 - 1,29 \left(\frac{a - b}{a + b} \right)^2 \right]$$

E_b étant le module de déformation longitudinale du béton défini en 3,312.

B 1 Pour l'essai d'une poutre considérée comme reposant sur deux appuis simples de niveau, les appareils d'appui et les charges appliquées seront tels que les réactions d'appui soient pratiquement verticales.

B 21 Les treillis soudés et les tôles découpées et étirées peuvent être avantageusement utilisés comme armatures de hourdis, de dalles et de voiles.

• *Pour distinguer sur les dessins les divers types d'aciers pour armatures, on pourra utiliser les désignations indiquées en commentaires de la règle B 4203.*

B 210 Cette règle ne s'applique pas aux tôles découpées et étirées; des précautions spéciales doivent être prises pour la manipulation de ces dernières.

ANNEXES B

B 1 PROCESSUS D'APPLICATION DES CHARGES DANS LES ESSAIS A RUPTURE DE COURTE DURÉE

(Recommandations du Comité Européen du Béton)

B 11 Durant la première heure, la charge sera appliquée par fractions de 15 % de la charge théorique de rupture, à des intervalles de quinze minutes.

B 12 Au-delà de la première heure, c'est-à-dire après application de 60 % de la charge théorique de rupture, la charge sera augmentée par fractions de 5 % de cette charge théorique, à des intervalles de quinze minutes, chaque accroissement de charge étant appliqué en une minute.

B 13 La charge de rupture sera la charge maximale obtenue pendant l'essai. Les résultats ne pourront être pris en compte dans un calcul statistique que si la différence entre la charge réelle et la charge théorique de rupture ne dépasse pas 15 % de cette dernière.

B 2 ACIERS POUR ARMATURES — MESURE DES CARACTÈRES MÉCANIQUES DE CES ACIERS

B 21 ACIERS POUR ARMATURES

Les aciers pour armatures d'emploi courant sont :

- des ronds lisses,
- des barres à haute adhérence,
- des treillis soudés,
- des tôles découpées et étirées.

B 210 Aspect

Les surfaces des barres ne devront pas présenter d'aspérités susceptibles de blesser les ouvriers et seront exemptes de pailles,

B 2110 Les ronds des nuances A 65 et A 75 sont en particulier intéressants comme armatures comprimées (règle 4,130).

fentes, criques, stries, gerçures, soufflures ou autres défauts préjudiciables à leur résistance.

B 211 Ronds lisses

- 0 Les ronds lisses sont laminés en :

— acier doux (ADx et A 42),

— acier mi-dur (A 55),

— acier dur (A 65 et A 75).

- 1 CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES

Les diamètres nominaux Φ , exprimés en mm, sont les suivants :

5 6 8 10 12 16 20 25 32 40

Les tolérances dimensionnelles sont celles que définissent les normes en vigueur.

- 2 CARACTÈRES MÉCANIQUES GARANTIS

Ils sont indiqués dans le tableau suivant :

	CARACTÈRES QUANTITATIFS			CARACTÈRES QUALITATIFS	
	LIMITÉ APPARENTE D'ÉLASTICITÉ σ'_{eg} kgf/cm ²	RÉSISTANCE À LA TRACTION σ'_{arg} kgf/cm ²	ALLONGEMENT DE RUPTURE ϵ'_{arg} %	PLIAGE À FROID (*) DIAMÈTRE DU MANDRIN	ANGLE DE PLIAGE
A Dx	—	$3500 \leq \sigma'_{arg} \leq 5000$	—	4 ϕ	90°
A 42	$\sigma'_{eg} \geq 2400$	$4200 \leq \sigma'_{arg} \leq 5000$	$\epsilon'_{arg} \geq 25$	$\phi \leq 20$ 0 $\phi > 20$	180°
A 55	—	$5500 \leq \sigma'_{arg} \leq 6500$	$\epsilon'_{arg} \geq 16$	—	—
A 65	—	$6500 \leq \sigma'_{arg} \leq 8500$	$\epsilon'_{arg} \geq 12$	—	—
A 75	—	$\sigma'_{arg} \geq 7500$	$\epsilon'_{arg} \geq 6$	—	—

- 3 LIMITE D'ÉLASTICITÉ A INTRODUIRE DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE

La limite d'élasticité σ'_{dk} à introduire dans les calculs de résistance sera de :

— 2 400 kgf/cm² pour l'acier A 42,

(*) On entend par « pliage à froid » un pliage à une température comprise entre 10° C et 20° C.

B 212 Il est bien précisé que les caractères mécaniques garantis pour les barres écrouies sont ceux qui sont mesurés après vieillissement naturel ou artificiel.

et, à défaut de justifications spéciales basées sur essais, de :

- 2 400 kgf/cm² pour les aciers ADx,
- 3 200 kgf/cm² pour les aciers A 55,
- 3 600 kgf/cm² pour les aciers A 65,
- 4 000 kgf/cm² pour les aciers A 75.

- 4 CARACTÈRES D'ADHÉRENCE

Il est rappelé que les coefficients η et η_a sont tous deux égaux à 1 pour les ronds lisses (règles 1,13).

B 212 Barres à haute adhérence

Ces barres font l'objet de fiches d'homologation diffusées par les producteurs, dans lesquelles sont indiquées :

- les valeurs garanties pour les caractères géométriques,
- les valeurs garanties pour les caractères mécaniques σ'_e , σ'_{ar} et e'_{ar} , c'est-à-dire :
 - soit les valeurs moyennes et écarts quadratiques moyens relatifs résultant des essais intérieurs des usines de production,
 - soit les valeurs minimales σ'_{eg} , σ'_{arg} et e'_{arg} de ces caractères; chaque fiche précise alors la convention adoptée pour l'interprétation des essais de contrôle.
- la valeur σ'_{ak} de la limite d'élasticité à introduire dans les calculs de résistance,
- les valeurs des caractères d'adhérence.

B 213 Treillis soudés

- 0 Pour ceux de ces produits qui ne font pas l'objet d'une fiche d'homologation, l'ensemble des articles B 213-1-2 et -3 ci-dessous en tient lieu.

- 1 CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES

Les diamètres nominaux Φ , exprimés en mm, sont les suivants :

3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	12
---	-----	---	-----	---	---	---	---	---	----	----

Les tolérances sur les diamètres sont les suivantes :

$\pm 0,10$ mm pour $\Phi \leq 6$ mm
 $\pm 0,15$ mm pour $\Phi > 6$ mm

Les espacements entre axes des fils, exprimés en mm, peuvent prendre les valeurs suivantes :

B 2132 Pour les fils de diamètre au plus égal à 6 mm, l'unique caractère mécanique garanti est la résistance à la traction; la limite d'élasticité ne peut en effet être mesurée avec précision sur les fils de faible diamètre.

B 2133 Il n'y a pas lieu de fixer un coefficient de scellement pour les treillis soudés, les conditions dans lesquelles doivent être réalisés les scellements et recouvrements des fils constituant les armatures étant fixées en 2,35112 et 2,3713.

B 2140 La section à prendre en compte dans les calculs de résistance dépend de l'inclinaison des lanières sur le grand axe des mailles.

• Les calculs usuels de fissuration (article 2,112 et annexe C) comme ceux des scellements (article 2,35) ne s'appliquent pas à cette armature spéciale. En conséquence, les coefficients η et η_a ne peuvent être définis pour les tôles découpées et étirées.

B 2141 Pour les cas où la fissuration est préjudiciable, la contrainte de traction admissible est indiquée dans les fiches d'homologation.

— pour les fils porteurs : 75 100 125 150 200
— pour les fils de réparation : 50 100 150 200 250 300,
sans pouvoir excéder les valeurs limites indiquées en 4,372.

-2 CARACTÈRES MÉCANIQUES MINIMAUX GARANTIS

Ces caractères sont mesurés dans les conditions précisées en B 221, les essais étant interprétés selon la convention de la contre-épreuve. Les valeurs garanties sont les suivantes :

- $\sigma'_{arg} > 6\,300 \text{ kgf/cm}^2$ pour $\Phi \leq 6 \text{ mm}$,
 - $\sigma'_{eg} > 4\,500 \text{ kgf/cm}^2$ pour $\Phi > 6 \text{ mm}$,
 - $\sigma'_{ar} > 1,15 \sigma'_e$ quel que soit le diamètre.
- L'allongement de rupture n'est pas garanti.

-3 CARACTÈRES D'ADHÉRENCE

Coefficient de fissuration $\eta = 1$.

-4 VALEURS DE LA LIMITE D'ÉLASTICITÉ À INTRODUIRE DANS LES CALCULS DE RÉSISTANCE :

$$\begin{aligned}\sigma'_{ar} &= 5\,200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour } \Phi \leq 6 \text{ mm} \\ \sigma'_{ar} &= 4\,250 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour } \Phi > 6 \text{ mm}\end{aligned}$$

B 214 Tôles découpées et étirées

-0 Les tôles découpées et étirées font l'objet de fiches d'homologation. Chaque fiche indique :

- les caractères géométriques (dimensions des mailles, sections droites des lanières et poids au mètre carré) garantis par le Producteur,
- la section à prendre en compte dans les calculs de résistance,
- la résistance à la traction des lanières garantie par le Producteur,
- la valeur de la limite d'élasticité à prendre en compte dans les calculs de résistance,
- les conditions dans lesquelles doivent être réalisés les scellements et les recouvrements.

-1 CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE

La contrainte de traction admissible sera dans les cas où la fissuration n'est pas préjudiciable :

$$\sigma'_a = \sigma'_t = \rho_a \sigma'_{ar}$$

ρ_a ayant les valeurs définies en 2,1111.

- 2 CONDITIONS D'EMPLOI

Si un hourdis ou un voile armé avec une tôle découpée et étirée subit en phase purement élastique des contraintes de traction dans deux directions orthogonales, et si l'on veut prendre ce fait en compte dans les calculs, il faut disposer les longues diagonales de la tôle découpée et étirée suivant l'une des directions, et suivant l'autre, soit les longues diagonales d'une deuxième nappe de tôle découpée et étirée, soit des barres en quantité suffisante.

Dans le cas d'un hourdis rectangulaire, on pourra se dispenser de la deuxième nappe d'armature si ce hourdis ne subit pas de sollicitations dues à des charges concentrées et si le rapport du plus petit côté au plus grand est au plus égal à $0,40 \left(\frac{l_x}{l_y} \leq 0,40 \right)$. Les longues diagonales de la tôle découpée et étirée devront alors être parallèles au petit côté du hourdis.

B 22 MESURES DES CARACTÈRES MÉCANIQUES

B 221 Caractères quantitatifs

- 1 Ces caractères seront mesurés par des essais de traction poussés jusqu'à rupture sur des éprouvettes brutes, sans aucun usinage.

Les essais seront effectués et interprétés conformément aux Euronorm en vigueur.

Dans tous les cas, la limite d'élasticité sera le quotient de la charge à la limite apparente d'élasticité pour les aciers naturels ou de la charge à la limite d'allongement rémanent 0,2 % pour les aciers écrouis, par la section nominale de l'éprouvette.

La résistance à la traction sera le quotient de la charge maximale par la section nominale de l'éprouvette.

- 2 Pour les treillis soudés, les éprouvettes de traction devront comporter une soudure en leur milieu.

- 3 Pour les tôles découpées et étirées, chaque éprouvette de traction sera constituée par une lanière prélevée dans une maille avec ses nœuds d'extrémité et les amorces des lanières aboutissant à ces nœuds.

La distance entre mâchoires de la machine d'essai sera telle que la traction s'exerce sur la partie de l'éprouvette comprise entre les centres des deux nœuds.

B 222 Caractères qualitatifs

- 1 ESSAIS DE PLIAGE

B 222 L'attention est appelée sur le fait que les caractères qualitatifs garantis sont contrôlés par des essais de pliage ou éventuellement des essais de pliage-dépliage, effectués en laboratoire à une température de 20° C ou voisine de 20° C. Des précautions sont à prendre, notamment

B 2213 Les amorces des lanières aboutissant aux nœuds seront rabattues de manière à les ramener dans le plan de l'éprouvette avant mise en place de cette dernière dans la machine d'essai.

ment à basse température, pour le façonnage des barres sur le chantier (article 6,21, règle et commentaire).

-2 ESSAIS DE PLIAGE-DÉPLIAGE

Ces essais seront effectués à environ 20° C avec le dispositif utilisé pour les essais de pliage.

Les barres seront tout d'abord pliées à 45° sur un mandrin d'un diamètre précisé par les fiches d'homologation, puis immergées pendant une demi-heure dans l'eau bouillante. Les éprouvettes devront pouvoir supporter après ce traitement un dépliage de 220°30' sans se rompre ni présenter de fissures, criques ou autres défauts analogues.

B 3 MESURE DES CARACTÈRES MÉCANIQUES DES BÉTONS

B 31 MESURE DE LA RÉSISTANCE A LA COMPRESSION

B 311 Nature des éprouvettes

-1 FORME

Les essais de compression seront effectués sur des éprouvettes cylindriques de section droite circulaire et de hauteur égale à deux fois le diamètre de cette section droite. Toutefois, les éprouvettes de forme cubique sont tolérées provisoirement sous réserve de prendre en compte dans les calculs la valeur de la résistance à la compression déterminée comme indiqué en B 314.

-2 DIMENSIONS

Le diamètre de la section droite d'une éprouvette cylindrique et les arêtes d'une éprouvette cubique seront au moins égaux à quatre fois la dimension maximale c_s des granulats employés.

En général, on utilisera des éprouvettes de 200 cm² de section (diamètre de la section droite 15,95 cm ou longueur des arêtes 14,1 cm).

B 312 Fabrication des éprouvettes

-1 MOULES

Les moules seront soit en métal, soit en carton imperméabilisé.

B 3111 La forme des éprouvettes de compression, comme celle des éprouvettes de traction définie en B 3211, a été fixée en conformité des recommandations de la R. I. L. E. M. (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais de Matériaux).

• Les résultats des essais de compression sur éprouvettes cylindriques présentent généralement moins de dispersion que ceux relatifs aux éprouvettes cubiques.

B 3112 On pourra également utiliser des éprouvettes ayant les dimensions suivantes:

— éprouvettes cylindriques		
Section	Diamètre	Hauteur
100 cm ²	11,3 cm	22,6 cm
500 cm ²	25,25 cm	50,5 cm
— éprouvettes cubiques		
10, 20 ou 30 cm d'arête.		

B 3121 L'attention des constructeurs est appelée sur le fait que les éprouvettes réalisées dans des moules en bois étant souvent imparfaites, les résistances déduites des essais de ces éprouvettes sont fréquemment inférieures aux résistances réelles.

Les parois des moules métalliques devront avoir une épaisseur telle qu'aucune déformation ne puisse se produire au cours de la mise en place du béton.

Pour éviter les déformations des moules en carton pendant le serrage du béton, on pourra utiliser un contre-moule amovible en acier de rigidité appropriée.

Les moules en bois ne seront tolérés qu'à titre exceptionnel et à la condition que le nombre de leurs remplis soit limité à trois.

- 2 BÉTON DE REMPLISSAGE DES MOULES

- 21 *Éprouvettes pour études préalables du béton avant la mise en œuvre*

Le béton aura la composition résultant des études préalables, comme indiqué en 1,261.

- 22 *Éprouvettes pour essais de contrôle*

Le béton sera prélevé au lieu d'emploi des gâchées effectivement utilisées dans l'ouvrage et de telle manière que sa composition soit la composition moyenne du béton en œuvre.

- 3 MISE EN PLACE DU BÉTON

- 31 Les moules seront posés sur une surface plane et les dispositions prises au moment du remplissage devront permettre d'éviter la perte de ciment et d'éléments fins à la base des moules.

- 32 Le béton sera mis en place en principe par piquage; on s'efforcera d'obtenir par ce procédé un serrage analogue à celui réalisé dans l'ouvrage.

- 4 MARQUAGE DES ÉPROUVETTES

Le marquage doit se faire sans dégradation des surfaces : les marques ne seront donc pas gravées sur la surface du béton mais peintes sur cette surface ou sur le moule, en cas d'emploi de moules en carton.

- 5 CONSERVATION

- 51 *Éprouvettes pour études préalables du béton avant la mise en œuvre*

Ces éprouvettes seront conservées 24 heures dans leur

B 31232 Dans le cas de pièces préfabriquées vibrées sur table, on pourra fixer les moules à la table vibrante. Le temps de vibration sera du même ordre que celui des éléments préfabriqués.

Lorsque le béton est vibré sur place, le serrage du béton des moules peut également se faire sur table vibrante, à condition que la fréquence et la durée de la vibration soient les mêmes que celles réalisées en exécution.

B 31251 Si les moules ne sont pas munis d'un couvercle, on devra prendre toutes les dispositions nécessaires pour protéger la surface libre du béton contre une dessiccation trop rapide, afin que l'évaporation se produise de la même manière sur toutes les faces.

B 3131 Par exemple, les enduits pourront être constitués :

— soit le plus souvent par la pâte pure d'un ciment ou d'un mélange de ciments tel que la prise ait lieu dans un délai maximal de dix à quinze minutes, l'enduit devant être appliqué au moins six heures avant l'essai.

Les proportions :

2/3 de ciment Portland artificiel

1/3 de ciment alumineux

assurent, si le mélange est gâché très plastique, une viabilité de prise du même ordre que celle du plâtre (l'emploi du plâtre ordinaire comme enduit est interdit car il ne présente pas les qualités de résistance requises).

— soit plus exceptionnellement par un mélange soufre-sable appliqué vingt-quatre heures au plus avant l'essai.

L'enduit pourra être réalisé par fusion du mélange suivant, où les proportions sont données en poids :

soufre	62 %
sable fin ⁽¹⁾	36 %
noir de fumée	2 %

Pour la rectification des faces, le mode opératoire est le suivant :

L'enduit au ciment ou au soufre est coulé sur un marbre parfaitement horizontal et l'éprouvette est posée dessus. Cet enduit fait prise ou se solidifie, adhère à l'éprouvette, mais peut être décollé aisément du marbre. Les opérations sont les mêmes pour la face opposée, la face qui a été rectifiée en premier étant mise de niveau avant prise ou solidification de l'enduit, pour assurer le parallélisme des faces.

⁽¹⁾ Sable de Fontainebleau, par exemple.

moule étanche, muni d'un couvercle, dans une enceinte à la température de $20^{\circ} \pm 1^{\circ} \text{C}$.

Après démoulage, elles seront conservées dans l'eau à une température de $20^{\circ} \pm 1^{\circ} \text{C}$, ou à défaut dans l'air, à une température de $20^{\circ} \pm 1^{\circ} \text{C}$ et à un degré hygrométrique d'au moins 95 %.

- 52 Éprouvettes pour essais de contrôle

Ces éprouvettes seront conservées à proximité de l'ouvrage, à l'extérieur, en les protégeant d'une dessiccation plus rapide que celle de l'ouvrage.

B 313 Essai

- 1 PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES

Les éprouvettes devront être placées sous une presse, les faces au contact avec les plateaux de celle-ci étant la face d'arasement et la face du fond de moule.

Ces faces seront au préalable rectifiées au moyen d'un enduit présentant une résistance suffisante eu égard à celle du béton essayé. L'épaisseur moyenne de cet enduit ne devra pas dépasser 2 mm.

L'emploi de cartons ou de toute autre matière, à l'exclusion des enduits, entre les faces de compression et les plateaux de la presse n'est pas autorisé.

- 2 VITESSE DE MISE EN CHARGE

La charge sera appliquée sans chocs, uniformément, de manière à provoquer en principe une augmentation de contrainte de $5 \pm 2 \text{ kgf/cm}^2$ par seconde.

B 314 Valeur de la résistance à la compression

Par définition, si U est la charge maximale supportée par une éprouvette dont l'aire de la section droite est B , la résistance à la compression du béton de cette éprouvette sera prise égale :

— à $\frac{U}{B}$ si l'éprouvette est un cylindre ayant une hauteur double du diamètre de sa section droite;

— à $0,83 \frac{U}{B}$ si l'éprouvette est un cube.

B 32 MESURE DE LA RÉSISTANCE A LA TRACTION**B 321 Nature des éprouvettes****- 1 FORME**

Les essais de flexion seront effectués sur des éprouvettes prismatiques de section droite carrée, de côté b et de longueur égale à $5 b$.

Toutefois, les éprouvettes de longueur égale à $4 b$ sont tolérées provisoirement, sous réserve de prendre en compte dans les calculs les $95/100$ de la résistance à la traction ainsi déterminée.

- 2 DIMENSIONS

Le côté b de la section droite des prismes sera en principe au moins égal à trois fois la dimension maximale c_g des granulats utilisés. En général, on utilisera des éprouvettes de $7,1 \times 7,1 \times 35,5$ cm ou de $10 \times 10 \times 50$ cm, les premières étant tolérées pour des granulats dont la dimension maximale est $c_g = 25$ mm.

B 322 Fabrication des éprouvettes

Les règles B 312 devront être respectées, mais les moules seront obligatoirement métalliques.

B 323 Essai

- 0 En principe, les essais seront effectués en sorte que la partie centrale de chaque éprouvette soit sollicitée en flexion circulaire sur une longueur au moins égale aux $4/3$ du côté b de la section droite.

- 1 MISE EN PLACE DES ÉPROUVETTES

Les éprouvettes seront appuyées et chargées sur leurs deux faces latérales de moulage.

- 2 VITESSE DE MISE EN CHARGE

La charge sera appliquée sans chocs, uniformément, de manière à provoquer sur les fibres les plus sollicitées en traction une augmentation de contrainte de $0,3 \pm 0,2 \text{ kgf/cm}^2$ par seconde.

B 324 Valeur de la résistance à la traction

Si M_u désigne le moment fléchissant de rupture d'une éprouvette, la résistance à la traction du béton de cette éprouvette sera prise égale à $\frac{3,6 M_u}{b^3}$.

Si la flexion circulaire est accompagnée d'une compression, il sera tenu compte de cette dernière.

B 4 PRÉSENTATION TYPE DES DESSINS DES CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ

B 40 PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES

B 401 Établissement des dessins

Il sera établi, en général, des dessins définissant les formes des ouvrages dits *plans de coffrage* et des dessins représentant leurs armatures, ceux-ci étant, en principe, distincts de ceux-là.

B 402 Détails d'emploi et commandes d'acier

Les détails d'emploi des aciers ainsi que les commandes constituent des documents propres à l'entreprise et ne sont pas susceptibles d'être normalement consultés par des organismes ou personnes étrangères à l'entreprise. Il n'est donc pas utile de prévoir des règles de normalisation pour ces documents. Toute liberté est laissée au Constructeur ou au Bureau d'études en ce qui concerne de tels documents.

B 403 Format des dessins

Toute liberté est laissée pour le format des dessins, dans le cadre des normes en vigueur.

Ceux qui sont destinés à la construction seront complètement cotés : en aucun cas une dimension nécessaire à la mise en place ne doit être mesurée sur les dessins.

Autant que possible, ces dessins seront présentés sur 30 cm de hauteur afin qu'ils puissent être consultés sur chantier en ouvrant un seul pli.

*B 403 La dimension de 30 cm pour la hauteur des dessins a
B 404 en outre l'avantage de correspondre au champ visuel
direct : le plan d'ensemble est établi à petite échelle, et successivement
les échelles croissent suivant la nécessité du détail.*

B 404 Échelles

- 1 Les échelles seront exprimées en centimètres par mètre et sous forme de rapport entre parenthèses. Ex. : 2 cm p. m. (1/50).
- 2 Les échelles seront les suivantes :
 - pour les ensembles : 0,1 cm p. m. (1/1 000), 0,2 cm p. m. (1/500) ou 0,5 cm p. m. (1/200) ;
 - pour les coffrages : 1 cm p. m. (1/100) ; mais de préférence 2 cm p. m. (1/50) ;
 - pour les armatures d'ensemble : 2 cm p. m. (1/50).

B 405 Cartouche d'inscription**- 1 POSITION DU CARTOUCHE**

Le cartouche sera placé dans un des angles de la feuille au mieux de la place laissée disponible, de telle façon qu'il appaise une fois le document plié. Il sera contenu dans un cadre de 19 × 27,7 cm au maximum.

- 2 RENSEIGNEMENTS À PORTER DANS LE CARTOUCHE

- Numéro de l'affaire
- Titre de l'affaire
- Nom du Maître de l'ouvrage et adresse s'il y a lieu
- Nom de l'Architecte, de l'Ingénieur, etc.
- Nom et adresse de l'Entrepreneur
- Nom de l'Auteur du projet des éléments en béton armé de l'ouvrage avec éventuellement son adresse
- Noms des dessinateurs
- Titre du dessin
- Numéro du dessin
- Date de l'établissement du dessin
- Échelles
- Modifications
- Nom et signature de la personne responsable du projet des éléments en béton armé précédés de la mention : « Le responsable ».

B 406 Autres renseignements à porter sur les dessins

- 1 Comme indiqué en 5,211, 5,212, 5,213, on devra obligatoirement mentionner d'une façon très apparente sur les dessins :
 - les caractères mécaniques exigés pour les armatures,

— les résistances à la compression et à la traction exigées pour le béton,

— la surcharge de service et le poids des revêtements inférieur et supérieur,

— les sollicitations les plus défavorables transmises à chacune des fondations.

Toute liberté de disposition ou de rédaction est donnée pour les indications autres que celles mentionnées ci-dessus.

- 2 Lorsque l'ouvrage comportera des planchers chauffants, les dessins devront l'indiquer clairement.

B 41 *DESSINS DE COFFRAGE*

B 410 *Conventions générales*

Les dessins de coffrage représenteront les divers plans, coupes et élévations des surfaces brutes, enduits non compris.

B 411 *Conventions relatives aux planchers*

- 1 Pour les vues en plan des planchers, la convention générale suivante sera adoptée :

Le plancher représenté sera repéré par la dénomination de l'étage couvert par le plancher complétée éventuellement par l'indication du niveau. C'est ainsi que le plancher du premier étage s'appellera plancher haut du rez-de-chaussée. On représentera en traits pleins les arêtes du coffrage vide (avant coulage du béton) nécessaire à l'établissement de ce plancher.

- 2 La convention ci-dessus entraîne les conséquences suivantes :

- 21 Les poutres sont dessinées en traits pleins.

- 22 Les poteaux-soutres du plancher peuvent être représentés par des surfaces pochées en noir ou en grisé ou par un contour à gros traits, s'il est nécessaire que des cotes diverses soient attachées à l'intérieur de la surface représentant la section du poteau.

- 23 Le contour des murs porteurs peut être représenté par des traits forts d'environ 0,5 mm ou plus.

- 3 Les ouvertures pourront être représentées par un trait limitant le contour de celles-ci; à l'intérieur de ce contour, il sera prévu des traits fins en diagonales. Si l'ouvrage comporte un grand nombre de trous spéciaux, tels que scellements traversant complètement le plancher ou limités en profondeur, on pourra adopter une représentation schématique. Il suffira qu'une légende expli-

cative du dessin, très apparente, précise la signification du schéma adopté.

B 412 Repérage des éléments des planchers

- 1 Chaque plancher étant repéré par son titre, il n'est pas utile que le repérage des éléments d'un même plancher soit suivi d'un indice numérique correspondant à l'étage. Les poutres peuvent être représentées par des numéros en chiffres arabes. On adoptera, au choix, une numérotation particulière à chaque étage ou bien une numérotation continue pour toutes les poutres d'un même chantier. Par exemple, une poutre du troisième étage pourra porter le numéro 225, cela ne signifiant pas forcément que le plancher comporte 225 poutres, mais que ce numéro appartient à la suite de toutes les poutres du chantier.

- 2 Les poteaux pourront être repérés par des lettres majuscules P suivies d'un numéro en indice. Aucune loi de numérotation n'est imposée pour le choix des indices. Il conviendra toutefois que le repère d'un poteau se retrouve à tous les étages si les tronçons des poteaux supérieurs sont à l'aplomb du poteau de base.

Il est souvent commode de définir un poteau par l'intersection de deux axes orthogonaux, les axes étant désignés dans un sens par des lettres e et dans l'autre par des chiffres. (Ex. : G 12.)

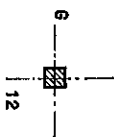


Fig. 43

- 3 Le repérage des dalles en plan pourra se faire par des lettres minuscules entourées d'un cercle. Le cas échéant, un trait en diagonale passant par le centre du cercle, mais interrompu à l'intérieur de celui-ci, pourra être tracé pour préciser les limites de la dalle considérée.

- 4 Les épaisseurs des dalles pleines seront indiquées par un nombre entouré de deux cercles, étant entendu que ce nombre représente en centimètres l'épaisseur de la dalle de béton armé.

Les épaisseurs des planchers à hourdis creux seront indiquées par deux nombres séparés par le signe + et entourés de deux cercles, le premier nombre représentant l'épaisseur du corps creux et le second celle de la dalle.

Ex. : $\textcircled{\textcircled{16+4}}$ 16 cm de corps creux et 4 cm de dalle.



- 5 Les cotes de niveau du plancher correspondant au-dessus de la dalle en béton armé seront définies par rapport à un zéro conventionnel établi pour le chantier. Ces cotes seront représentées par un nombre entouré d'un cercle. Un signe + ou un signe - sera disposé dans l'espace restant dans le cercle au-dessus du nombre

pour préciser si la cote est au-dessus ou au-dessous du zéro conventionnel.

- 6 En cas de dénivellations de plancher, les cotes de niveau entourées d'un cercle seront disposées de part et d'autre de la ligne de changement de niveau de manière à attirer l'attention sur la signification de cette ligne. Au besoin, de petites coupes partielles, faites sur le plan lui-même, pourront être disposées pour faciliter la lecture du plan.

B 413 Coupes et élévations

- 1 REPÉRAGE

Les diverses coupes d'un même plan de coffrage peuvent être repérées sur celui-ci par des traits mixtes épais (— · — · — · —).

Un retour perpendiculaire au trait de coupe et à l'extrémité de celui-ci d'environ 5 mm de longueur, indiquera le sens dans lequel la vue est faite.

Des chiffres romains situés aux extrémités des traits de coupe et à côté des retours serviront pour le repérage des dessins représentant les coupes elles-mêmes (fig. 44).

Lorsqu'une même vue représentera une coupe faite par plusieurs plans, la ligne de repérage sur le plan de coffrage sera une ligne brisée dont chaque angle sera indiqué par le chiffre romain désignant la coupe (fig. 45).

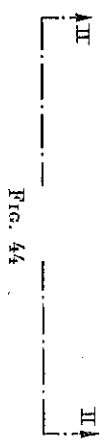


FIG. 44

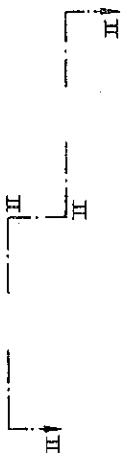


FIG. 45

- 2 COTES

- 20 Toutes les cotes nécessaires à la correcte implantation et à la complète exécution doivent être portées sur les dessins.

- 21 Les cotes doivent être inscrites parallèlement aux segments de ligne de cote dont elles désignent la longueur et en leur milieu. Elles doivent être indiquées en centimètres pour les longueurs inférieures à 1 m, et en mètres, avec deux décimales après la virgule, pour les longueurs supérieures à 1 m. Si, exceptionnellement, on a besoin de donner le chiffre des millimètres, celui-ci sera figuré en caractères plus petits, mais la partie supérieure du chiffre des millimètres ne devra pas dépasser le sommet des chiffres précédents.

Un point sera disposé sous ce dernier chiffre pour préciser cette convention. Exemple : 27⁸

-22 Les lignes de cote et les lignes de rappel seront représentées par des traits continus fins (0,1 à 0,2 mm d'épaisseur). Les longueurs représentatives de ces cotes pourront être limitées soit par deux flèches aboutissant aux traits de rappel perpendiculaires aux lignes de cote, soit par un petit trait oblique situé à l'intersection des lignes de cote, et des lignes de rappel.

-23 En principe, les cotes de segments verticaux seront inscrites à gauche de ces segments, de manière que la lecture de tous les chiffres verticaux se fasse dans le même sens, et de bas en haut.

-24 On fera figurer sous une ligne de cotes partielles la ligne de cote totale.

-25 Les équarissages de poutres devront être disposés près du numéro de repérage dessiné en gros caractères. L'équarissage sera représenté par deux nombres séparés par le signe $\times$; le premier de ces nombres mesure la largeur de la poutre et le second la hauteur exprimées toutes deux en centimètres. Par exemple, 22×40 signifiera une poutre de 22 cm de largeur et de 40 cm de hauteur.

-26 Il est convenu que les hauteurs sont les hauteurs totales, y compris la dalle de béton armé, mais non compris les revêtements divers. S'il est nécessaire d'indiquer la hauteur de soffite sous la dalle de la poutre, le dernier chiffre pourra être suivi des deux lettres minuscules *sh*, signifiant « sous hourdis ».

-27 Sur les coupes verticales, élévations ou profils verticaux, les cotes de niveau seront accompagnées d'une flèche noire et blanche dont la pointe sera située au niveau à repérer et la base horizontale (fig. 46).

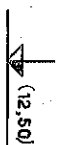


Fig. 46

B 42 DESSINS D'ARMATURES.

B 420 Indications générales à porter sur les dessins

-0 Les indications concernant les armatures devront permettre leur mise en place sans ambiguïté.

-1 Les dessins d'armatures devront représenter tous les détails nécessaires pour permettre l'exécution complète du ferrailage. Les dessins d'armatures étant des dessins d'exécution complets, les références aux plans de coffrage à consulter, les joints ou plans d'arrêt ou de reprise de bétonnage, les nota importants concernant des sujétions particulières devront figurer sur ces dessins. En particulier, seront définies les distances des barres entre elles ou aux parois, notamment aux croisements. Il peut y avoir intérêt, dans

B 4203 Les ronds lisses seront en principe désignés par la lettre ϕ suivie de l'indication du diamètre nominal.

Pour les barres de haute adhérence, il est conseillé d'utiliser les désignations prévues par les fiches d'homologation.

Pour désigner les treillis soudés, on pourra utiliser les deux lettres TS suivies des diamètres et espacements des fils porteurs et de répartition exprimés en mm. Ainsi, l'indication TS 614 75x300 désignera un treillis soudé où les fils porteurs ont un diamètre de 6 mm et sont espacés de 75 mm et les fils de répartition un diamètre de 4 mm et sont espacés de 300 mm.

Pour les tôles découpées et étirées, on utilisera les désignations commerciales des Producteurs.

les nœuds où le ferrailage est dense, à représenter l'enchevêtrement des barres par un détail coté et dessiné à grande échelle.

- 2 Lorsque les dessins représenteront des armatures munies de crochets, chaque crochet projeté sur un plan parallèle au sien sera dessiné tel qu'il est; chaque crochet projeté parallèlement à son plan sera représenté conventionnellement comme indiqué sur la figure ci-contre.

Fig. 47

Cette disposition est valable aussi bien pour les armatures des poutres figurant dans les élévations spéciales que pour les armatures des dalles figurant sur les plans au 1/50 (2 cm p. m.).

- 3 Les dessins devront faire ressortir clairement la nuance d'acier des diverses barres lorsque des armatures de types différents auront été prévues. Si l'on utilise une notation symbolique pour désigner les diverses nuances d'acier, une légende devra préciser de façon très apparente la notation adoptée.

B 421 Dalles simples ou nervurées

- 10 Pour les représentations d'armatures des dalles simples ou nervurées, les conventions suivantes peuvent être admises :

- 11 Les ferrailages peuvent être représentés sur des vues en plan au 1/50 (2 cm p. m.) mais sur lesquelles aucune cote de coffrage ne figure.

- 12 Les barres inférieures de premier lit peuvent être représentées en traits pleins. Il n'est pas nécessaire de dessiner toutes les barres d'une même dalle; on pourra se contenter d'indiquer une barre en précisant l'écartement à observer ou plusieurs barres à leur écartement réel.

- 13 Les barres inférieures, perpendiculaires aux précédentes, de second lit, peuvent être représentées par des tirets d'une longueur d'environ 10 mm, séparés par des espaces de 1 mm environ.

- 14 Les barres supérieures peuvent être représentées par des tirets d'environ 3 mm séparés par des espaces d'environ 0,5 mm.

- 15 S'il existe des barres supérieures de second lit perpendiculaires aux précédentes, on les représentera par des traits mixtes constitués par un trait, deux points, un trait, deux points, etc.

- 16 On pourra également représenter en traits pleins les différentes barres définies précédemment, à condition de les repérer sans ambiguïté.

- 17 Les indications relatives à ces armatures pourront être portées soit directement sur les barres dessinées dans les vues en plan, soit sur des lignes de rappel attachées aux armatures à repérer.

B 421 12 à 17 Deux types d'armatures sont utilisés suivant les cas : soit des aciers inférieurs et aciers supérieurs indépendants, soit des aciers inférieurs dont une partie (généralement la moitié) est relevée et croisée sur appuis de manière à s'y transformer en aciers supérieurs.

• Cas des barres indépendantes.

C'est le cas, par exemple, des planchers dalles et des planchers champignons. Il y a alors intérêt à établir deux plans, l'un donnant les armatures inférieures, l'autre les armatures supérieures.

Une coupe type est nécessaire pour qu'il n'y ait pas d'erreur d'interprétation sur l'appellation « 1^{er} lit et 2^e lit ». En effet, l'appellation « 1^{er} lit » appliquée aux aciers supérieurs, risque d'être interprétée par le ferrailleur comme le 1^{er} lit à mettre en place, en tant qu'aciers supérieurs alors que dans l'esprit du calculateur il représente le lit le plus proche de la face supérieure du béton.

Les aciers pourront être représentés par des traits pleins continus avec mention du lit.

• Cas des barres relevées.

Celles-ci pourront être représentées rabattues dans le plan horizontal (le préciser sur le dessin par un nota explicatif). On cotera

la longueur de ces barres qui se trouvent en aciers supérieurs de part et d'autre des poutres d'appui et on utilisera une coupe pour faire ressortir que les barres de premier lit des aciers inférieurs se relevent en premier lit des aciers supérieurs; les barres de deuxième lit des aciers inférieurs se relevent en deuxième lit des aciers supérieurs.

B 4222 Faute de cette précaution, il arrive que les ferrailleurs ne puissent mettre effectivement les barres en place dans les coffrages ou bien le fassent en déplaçant les armatures de leur emplacement prévu.

Le repérage pourra être établi de la manière suivante :

$46 \varnothing 8 \times 5,00$ (8 p. m) ou $46 \varnothing 8 \times 5,00$ ($e = 12,5$)

Ce qui signifie : 46 barres de 8 mm de diamètre, de 5,00 m de longueur, disposées à raison de 8 par mètre (c'est-à-dire espacées de 12,5 cm).

Chaque dessin comportera une légende précisant le mode de représentation ci-dessus défini en B 421-12, -13, -14, -15 et -16.

B 422 Poutres ou poteaux

-1 Les armatures de ces éléments peuvent figurer soit sur des coupes, soit sur des élévations verticales, mais traitées comme s'il s'agissait de coupes, c'est-à-dire par représentation d'une ligne de contour limitant l'élément à ferriller. Les armatures, dans ces élévations, seront toujours représentées par des traits continus. On s'efforcera, dans la mesure du possible, de représenter les barres à leur véritable échelle, mais il y a plutôt intérêt à grossir le trait représentant les armatures principales pour faciliter la lecture des dessins.

-2 Si des détails spéciaux doivent être établis lorsque certaines zones sont très chargées en armatures, les barres pourront être représentées à grande échelle par un double trait ou par un trait plein, mais à la condition absolue de respecter rigoureusement l'échelle des diamètres.

-3 Enfin, l'étude des nœuds de ferrillage doit être faite de manière à réserver autour de chaque armature l'enrobement de béton nécessaire, qui sera coté.

-4 Lorsqu'une élévation de poutre représentera des armatures se trouvant dans un même plan horizontal, mais dont les longueurs sont différentes, de petites lettres minuscules de repérage pourront être attachées à chaque extrémité des barres : ces lettres minuscules se trouveront reportées sur la section droite de poutre considérée, de manière à permettre de disposer exactement les armatures aux emplacements prévus.

-5 Les indications de repérage des barres des poutres seront faites de la même manière que pour les armatures de hourds, c'est-à-dire que, dans le cas où aucune confusion n'est possible, les indications relatives aux armatures seront portées sur la barre considérée ou bien sur une ligne de rappel attachée à l'armature.

Un petit schéma coté de piage des armatures pourra être fait à la suite des repérages pour faciliter le travail de façonnage.

Pour les éléments dont le ferrillage est important, on pourra expliciter le travail du ferrillage en figurant les armatures par un dessin coté de chaque barre représentée isolément.

- 7 Les étriers ou cadres peuvent être représentés sur la demi-portée de la poutre lorsque la répartition de ces armatures est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le milieu de la portée. Les écartements des étriers peuvent être repérés sur une ligne horizontale située sous la ligne inférieure limitant la poutre. Lorsque les écartements se répètent, ceux-ci pourront être repérés sous forme d'un produit.

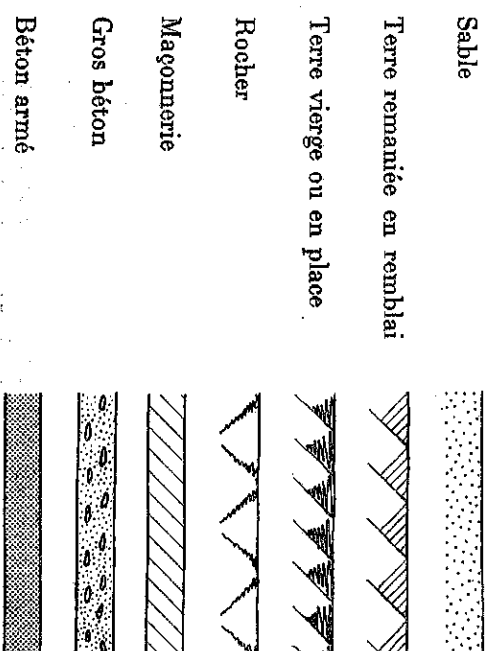
Ex. : $4 \times 10 - 3 \times 11$ signifie : 4 écartements de 10 cm suivis de 3 écartements de 11 cm.

- 8 Sous la ligne de cote d'écartement seront données les indications se rapportant aux armatures transversales (nombre, diamètre, longueur).

B 43 REPRÉSENTATION DES PARTIES COUPÉES

Cette représentation a pour but de faciliter la distinction entre les différentes parties de la construction, servant d'appui ou de remplissage (terre, rocher, gros béton, béton armé, maçonnerie, etc.). Elle doit être faite avec le souci de faire ressortir ces données tout en y consacrant un temps très réduit.

On pourra adopter la légende ci-après :



B 43 Lorsqu'aucune confusion ne sera possible, on pourra représenter le sol naturel par un gros trait sans hachure d'aucune sorte.

• Sur le papier calque, la représentation des parties en béton armé coupées peut être obtenue par un pochage au crayon rouge au dos du papier.

ANNEXE C

C THÉORIE SIMPLIFIÉE DE LA FISSURATION
DU BÉTON DES PIÈCES ARMÉES

C 0 La présente annexe concerne la fissuration du béton au voisinage immédiat des armatures tendues.

Les formules données ont été établies pour les pièces armées soumises à une traction simple et constituées soit par un tirant proprement dit, soit par le faisceau des armatures tendues d'une pièce fléchie associée à la section du béton tendu ayant même centre de gravité que ce faisceau. L'expérience prouve que l'assimilation de cet ensemble à un tirant donne des résultats acceptables.

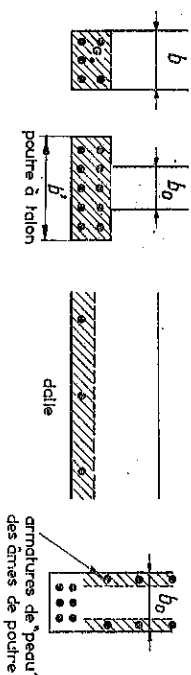


Fig. 49

Toutefois, comme la fissuration des pièces fléchies débute toujours par la région entourant les armatures, et comme l'ouverture des fissures est en général la plus grande au niveau de celles-ci, on pourra employer pour ces pièces les calculs ci-dessous sous réserve d'un examen particulier du cas des pièces de grande hauteur où l'armature est concentrée sur une faible partie de cette hauteur.

C 1 FISSURATION DU BÉTON EN TRACTION

Le béton est fragile et se rompt par traction sans présenter d'allongement notable en regard de l'allongement de l'acier des armatures sous sa contrainte d'utilisation. Dans les cas usuels, l'allongement de rupture du béton ne dépasse pas le dixième de l'allongement de l'acier sous contrainte admissible.

C 1 Lorsqu'une fissure se produit, c'est que la résistance à la traction du béton a été localement dépassée, mais il est impossible de connaître la valeur réelle de cette résistance en chaque point de l'ouvrage. Les calculs de fissuration font intervenir la résistance à la traction dont on connaît seulement une valeur moyenne probable quand des essais ont été effectués sur éprouvettes prélevées pendant le

bétonnage. Il est donc vain de rechercher dans ces calculs une précision qui serait manifestement illusoire.

C 2 ORIGINE DES CONTRAINTES DE TRACTION SUP- PORTÉES PAR LE BÉTON

C 21 Dans les pièces en béton armé, le retrait du béton est entravé par les armatures, ce qui a pour effet de mettre le béton en traction.

D'autre part, des contraintes de traction prennent naissance dans les pièces soumises à la traction ou à la flexion simple ou composée sous l'action des forces appliquées.

C 22 Lorsque sous l'influence des contraintes dues aux deux causes ci-dessus indiquées, la fissuration a lieu, des déplacements relatifs des armatures par rapport au béton se produisent, ce qui a pour effet de modifier la répartition des contraintes entre les deux matériaux qui existait avant fissuration. Ces déplacements relatifs sont du même ordre de grandeur que l'ouverture des fissures elles-mêmes.

C 3 CARACTÈRE DE LA LIAISON ENTRE LE BÉTON ET LES ARMATURES APRÈS APPARITION DES FISSURES

C 31 La liaison béton-acier n'est pas élastique et présente les caractères d'un frottement.

C 32 L'efficacité de cette liaison dépend :

— des caractéristiques de rugosité superficielle de l'acier qui varient avec la forme et l'état de la surface des barres en contact avec le béton,

— de l'enrobage des barres dans la masse de béton,

— de la qualité du béton et notamment de sa résistance à la traction.

C 4 ESPACEMENT DES FISSURES ENTRE ELLES

C 40 Conditions de formation systématique des fissures

Lors de la mise en traction du tirant envisagé en C 0, si l'effort $A\sigma'_t$ transmis au béton par les armatures est supérieur à l'effort $B'_t\sigma'_t$, nécessaire pour provoquer la rupture par traction du béton du tirant, effort égal au produit de la surface B'_t de ce dernier par la résistance à la traction σ'_t du béton, une première fissure apparaît transversalement à la pièce, dans une section de moindre résistance.

C 31 L'hypothèse que la liaison béton-acier est assimilable à un frottement explique l'irréversibilité constatée de certaines déformations des pièces en béton armé (flèches résiduelles après déchargement consécutif à un premier chargement par exemple).

• La résistance à la traction du béton intervient, car c'est d'elle que dépendent la résistance à l'éclatement de la gaine qui enserre les barres à la manière d'un étau et la résistance au glissement des barres dans cette gaine.

C 4 Dans toute section contenant des barres transversales (étriers, armatures de répartition dans les hourdis), la section d'enrobage B'_t est diminuée. Si, d'autre part, l'assemblage des armatures transversales aux armatures longitudinales est effectué par soudure (cas des treillis soudés par exemple), il y a de ce fait localisation d'une résistance de frottement et par suite localisation des fissures au droit

des armatures transversales. Dans ce cas, la présente théorie n'est plus applicable.

• Il est exceptionnel que le pourcentage w'_i descende au-dessous de 2 dans les tirants et les poutres. Par contre, les chaînages, les bandeaux et autres pièces peu armées ($w'_i < 2$) sont susceptibles de se trouver dans des conditions où la formation systématique des fissures est peu probable. Des précautions particulières sont alors à prendre pour éviter les conséquences des fissures localisées pouvant prendre des ouvertures importantes par l'effet cumulé des charges appliquées, du retrait et des variations de température.

• Un pourcentage effectif w'_i égal à 20 correspondrait à des barres nombreuses de même diamètre Φ , dont les axes seraient écartés de 2Φ dans deux directions rectangulaires.

Dans le cas contraire, la première fissure ne peut être qu'accidentelle et due par exemple à l'existence d'une reprise, aux effets du retrait et des variations de température, etc.

La formation systématique des fissures ne peut donc se produire que si :

$$A'\sigma'_i > B'_i\sigma'_i$$

ou, en appelant pourcentage effectif des armatures du tirant le rapport $\frac{100 A'}{B'_i}$ que l'on désignera par w'_i :

$$w'_i > \frac{100 \sigma'_i}{\sigma'_i}$$

On admettra que la théorie de la fissuration cesse d'être valable lorsque le pourcentage w'_i dépasse 20.

C 41 Apparition successive des fissures

Aussitôt après l'apparition de la première fissure, les tractions qui se répartissent avant fissuration entre le béton et les armatures sont uniquement transmises par les barres à travers la fissure.

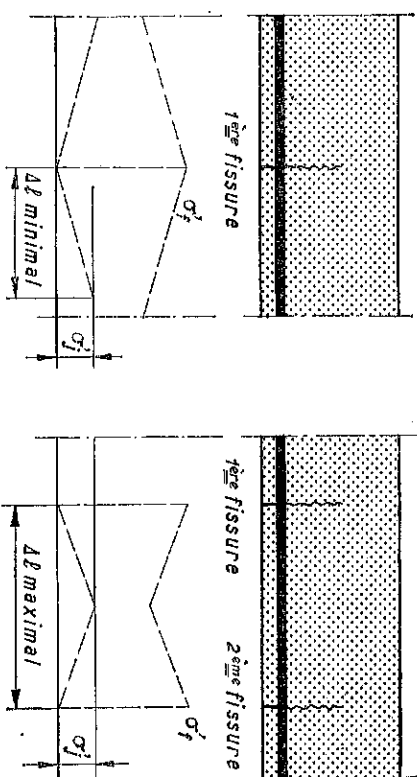


Fig. 50

L'allongement de ces barres par rapport au béton met en jeu les efforts de liaison et la contrainte de traction du béton, nulle sur les lèvres des fissures, croît lorsqu'on s'écarte de celles-ci. La distance à laquelle cette contrainte atteint la résistance à la traction du béton est la distance minimale à laquelle une nouvelle fissure peut se former au voisinage de la première.

C 42 Dans le cas des treillis soudés, il peut arriver que l'espacement des fissures soit systématiquement égal à l'espacement des fils transversaux, si ce dernier n'est pas nettement supérieur à Δl .

Si deux fissures se sont formées à une distance inférieure au double de la distance minimale, la contrainte du béton ne pourra pas atteindre, entre ces deux fissures, une valeur suffisante pour qu'une autre fissure intermédiaire se produise.

Si la résistance à la traction du béton et la contrainte de rupture d'adhérence étaient parfaitement définies, l'espacement entre les fissures varierait entre une et deux fois l'espacement minimal et l'espacement moyen ⁽¹⁾ serait égal à 1,5 fois ce dernier. L'irrégularité naturelle de ces divers facteurs augmente la possibilité de variation de l'espacement. Mais l'expérience prouve que l'on peut en apprécier l'ordre de grandeur d'une façon suffisamment approchée pour les besoins de la pratique.

C 42 Calcul de l'espacement des fissures

En admettant que la contrainte d'adhérence τ_a soit constante le long des barres, à une certaine distance Δl de la première fissure, l'effort F' transmis au béton par m barres de même diamètre nominal Φ , est : $F' = \Delta l \tau_a m \cdot \pi \Phi$.

Lorsque F' atteint la valeur $B'_i \sigma'_j$ qui amène la rupture par traction du béton du tirant, une nouvelle fissure peut se produire au voisinage de la première et à la distance minimale Δl telle que :

$$\Delta l \tau_a m \pi \Phi = B'_i \sigma'_j \quad \text{ou} \quad \Delta l = \frac{100 \Phi \sigma'_j}{4 \tau_a \omega'_j} = \frac{25 \Phi \sigma'_j}{\tau_a \omega'_j}$$

La contrainte d'adhérence τ_a dépend (A 432) :

- de résistance à la traction du béton σ'_j et par suite de sa résistance au cisaillement,
- de l'enrobage qui peut, pour une répartition uniforme des barres dans la section du tirant, être défini par une certaine fonction $f(\omega'_j)$ du pourcentage ω'_j ,
- des qualités d'adhérence dues aux rugosités d'un type de barre qui peuvent être caractérisées par un nombre η .

L'expression de la contrainte d'adhérence est donc :

$$\tau_a = \sigma'_j \eta f(\omega'_j)$$

Compte tenu de cette expression, l'espacement moyen entre les fissures a pour valeur :

$$\Delta l_m = \zeta \Delta l = \frac{25 \zeta \Phi}{\eta \omega'_j f(\omega'_j)}$$

où ζ est un coefficient plus grand que 1.

⁽¹⁾ On désigne par « espacement moyen » la moyenne des espacements.

C 433 La contrainte d'adhérence diminue lorsque le pourcentage ϖ_f croît. Ceci montre bien que le serrage d'une barre par le béton est d'autant meilleur que l'épaisseur de béton assurant l'enrobage est plus grande. Celle-ci a en outre l'avantage de mieux protéger les armatures.

• Environ 95 % des points expérimentaux sont compris entre les deux courbes

$$\Delta l_1 = \frac{2\Phi}{\eta} \left(1 + \frac{10}{\varpi_f}\right) = \frac{2}{3} \Delta l_m \quad \Delta l_2 = \frac{9\Phi}{2\eta} \left(1 + \frac{10}{\varpi_f}\right) = \frac{3}{2} \Delta l_m$$

L'application de la formule ne peut donc que conduire soit à sous-estimer la valeur de Δl_m de 33 %, soit à la surestimer de 50 %.

C 5 Dans le cas général, la contrainte σ'_i dépend des charges et surcharges appliquées, ainsi que des effets du retrait et des variations de température. Quand ces effets sont peu importants, il n'y a généralement pas de difficulté pour déterminer une valeur approchée de σ'_i .

Dans le cas d'une pièce soumise à la traction simple, cette valeur est connue exactement si la fissure affecte toute l'étendue de la section, et elle est la même au droit de toutes les fissures.

Dans le cas des pièces fléchies, la valeur de σ'_i est toujours voisine de la contrainte σ'_a déterminée par la méthode classique, c'est-à-dire en faisant abstraction du béton tendu ; on aura à apprécier dans chaque cas particulier les longueurs des zones à l'intérieur desquelles σ'_i pourra être considéré comme pratiquement constant.

• Lors des chargements et déchargements successifs d'un ouvrage, les effets du frottement s'opposent aux déplacements relatifs de l'acier par rapport au béton. Il en résulte que les déformations de l'ouvrage ne sont pas proportionnelles aux charges appliquées.

Lorsque les efforts appliqués sont répétés fréquemment et provoquent de nombreux déplacements de sens alternés de l'acier dans sa gaine de béton, les forces de frottement diminuent et peuvent

C 43 Mesures expérimentales

C 430 Les résultats des mesures de l'espacement moyen sur plusieurs centaines d'expériences réalisées dans les laboratoires de différents pays avec des aciers à haute adhérence et des ronds lisses ont permis de préciser les points suivants :

C 431 En prenant pour les ronds lisses la valeur $\eta = 1$, on constate que pour les aciers à haute adhérence d'usage courant, crénelés ou torsadés, η a en général pour valeur : 1,6.

C 432 L'espacement moyen entre les fissures est de l'ordre de 1,8 fois l'espacement minimal : $\zeta = 1,8$.

C 433 La fonction $f(\varpi_f)$ peut être représentée par l'expression : $f(\varpi_f) = \frac{15}{10 + \varpi_f}$ d'où il résulte que la contrainte d'adhérence a pour valeur :

$$\tau_a = \frac{15 \sigma'_i \eta}{10 + \varpi_f}$$

et l'espacement moyen :

$$\Delta l_m = \frac{3\Phi}{\eta} \left(1 + \frac{10}{\varpi_f}\right)$$

C 5 CONTRAINTE MOYENNE DES ARMATURES ENTRE DEUX FISSURES

La contrainte des armatures étant égale à σ'_i au droit de deux fissures voisines, les frottements qui engendrent l'adhérence ont pour conséquence de diminuer entre ces fissures la contrainte σ'_i de la part correspondant à l'effort transmis au béton. L'effort maximal qui peut être transmis au béton est l'effort de rupture $B'_i \sigma'_i$. Pour l'espacement minimal, la diminution moyenne de l'effort transmis par les aciers est $1/4 B'_i \sigma'_i$; pour l'espacement moyen, égal à 1,8 fois l'espacement minimal, elle pour valeur : $1,8 \times 1/4 B'_i \sigma'_i = 0,45 B'_i \sigma'_i$.

On pourra donc prendre comme contrainte moyenne de l'acier :

$$\sigma'_{im} = \frac{1}{A'} [A' \sigma'_i - 0,45 B'_i \sigma'_i] = \sigma'_i - \frac{45 \sigma'_i}{\varpi_f}$$

pratiquement s'annuler dans les essais d'endurance sous charges répétées. On doit donc s'attendre, pour des charges de cette nature, à une augmentation de la contrainte moyenne des aciers et, en conséquence, à une augmentation des ouvertures des fissures et de la flèche, puis à la stabilisation au bout d'un nombre suffisant de cycles.

• On peut observer que la valeur $\frac{45 \sigma'_i}{w_i}$ dont se trouve réduite la contrainte maximale de l'acier dans la pièce fissurée correspondrait à une contrainte appliquée au béton égale à $0,45 \sigma'_i$ qui était exprimée autrefois par la déformation plastique en traction du béton des pièces armées.

C 61 On peut admettre pratiquement que l'ouverture maximale est donnée par la formule suivante, valable lorsque σ'_i est exprimée en kg/cm^2 :

$$w = \frac{1}{500\,000} \Phi \left[1 + \frac{10}{w_i} \right] \sigma'_i$$

Cette formule est déduite de celle donnant l'ouverture moyenne en remplaçant la contrainte moyenne de l'acier par la contrainte effective au droit de la fissure σ'_i et en appliquant un coefficient de majoration dont la valeur déterminée expérimentalement est voisine de 1,4.

85 % des ouvertures de fissures observées au cours d'expériences portant sur des pièces normalement contraintes se trouvent inférieures aux valeurs déduites de la formule approchée ci-dessus.

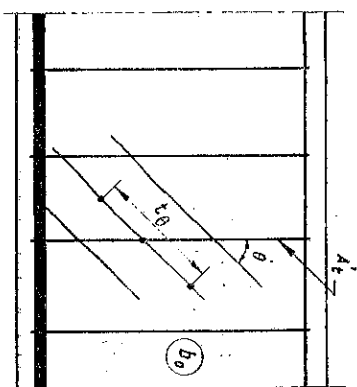
Étant donné le caractère essentiellement aléatoire de l'ouverture des fissures et pour éviter une interprétation abusive de certaines valeurs numériques, le texte des règles 2.1123 se borne à fixer une limite supérieure de l'expression $\sigma'_i \Phi \left(1 + \frac{10}{w_i} \right)$ en fonction

des conditions d'utilisation de la construction et de la nature des armatures. Cette limite définit la contrainte admissible $\bar{\sigma}_g$.

• Les formules peuvent également être appliquées à la fissuration par effort tranchant des pièces de grande hauteur (poutres-cloisons ou poutres-murs de hauteur au moins égale à 10 fois leur largeur), le pourcentage w_i étant alors remplacé par

$$\frac{A'_i \sin \theta}{b_0 t_0} \quad \text{où}$$

Fig. 51



b_0 désigne l'épaisseur de la pièce,

C 6 OUVERTURE DES FISSURES

C 61 Ouverture moyenne lorsque la formation des fissures est systématique

Lorsque la formation des fissures est systématique (cas où $w_i > \frac{100 \sigma'_i}{\sigma'_f}$), leur ouverture moyenne, mesurée au niveau du centre de gravité des armatures tendues considérées, est égale à :

$$w_m = \frac{\sigma'_{fm} \Delta l_m}{E_a}$$

si l'on néglige la déformation du béton, soit :

$$w_m = \left(\sigma'_i - \frac{45 \sigma'_i}{w_i} \right) \frac{3 \Phi}{E_a \eta} \left(1 + \frac{10}{w_i} \right)$$

σ'_i , σ'_f et E_a étant exprimées avec les mêmes unités et w_m étant donc exprimée avec la même unité que Φ .

b_0 l'écartement entre deux armatures transversales consécutives compté sur la trace de la surface de fissuration sur le plan moyen de la pièce,

A_i désigne la section droite des armatures transversales rencontrant la surface $b_0 b_0$,

θ l'obliquité de ces armatures sur la surface de fissuration.

C 62 Lorsque la fissuration se produit dans les pièces à faible pourcentage (châssages, bandeaux, etc.), elle s'accompagne généralement d'efforts de traction élevés nécessaires pour rompre une masse relativement importante de béton. Ces efforts, après rupture de cette dernière, provoquent donc dans l'acier des contraintes élevées pouvant entraîner une large ouverture des fissures, dès leur apparition.

• La formule donnant l'ouverture moyenne des fissures peut encore s'écrire :

$$\sigma'_f = \frac{45 \sigma'_f}{w_f} + \frac{E_a \eta w_m}{3 \Phi \left(1 + \frac{10}{w_f}\right)}$$

Cette fonction de w_f passe par un minimum dont la valeur est :

$$\sigma'_f = \frac{6}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{E_a \eta w_m \sigma'_f}{3 \Phi}} - \frac{9}{2} \sigma'_f$$

On peut négliger le terme soustrait $\frac{9}{2} \sigma'_f$ (au plus égal à $\frac{\sigma'_f}{10}$ environ) en remplaçant le coefficient $\frac{6}{\sqrt{2}}$ par 4. Si l'on fait en outre apparaître la valeur de l'ouverture maximale, il vient en exprimant les contraintes en kg/cm^2 :

$$\sigma'_f = 4 \sqrt{\frac{500\,000 \eta w \sigma'_f}{\Phi}}$$

Pour les raisons déjà exposées ci-dessus, il a paru plus simple de fixer dans la règle 2,1123 une limite inférieure de l'expression $\frac{\Phi \sigma'^2_f}{10 \sigma'_f}$ ⁽¹⁾ en fonction des conditions d'utilisation de la construction et de la nature des armatures.

⁽¹⁾ La valeur minimale de σ'_f diffère peu de la valeur pour laquelle on passe de la fissuration non systématique à la fissuration systématique, tel que cela résulte des formules données en C 61 et C 62.

C 62 Ouverture des fissures lorsque la fissuration n'est pas systématique

Lorsque le pourcentage w_f est tel que $w_f < \frac{100 \sigma'_f}{\sigma'_f}$, les barres se comportent comme si elles étaient scellées entre deux blocs de béton, et la contrainte de l'acier devient nulle à une certaine distance Δl de la fissure, tous les efforts étant alors intégralement transmis par l'acier au béton.

Cette distance est définie par :

$$\frac{\pi \Phi^2}{4} \sigma'_f = \pi \Phi \tau_d \Delta l$$

soit

$$\Delta l = \frac{\Phi \sigma'_f}{4 \tau_d} = \frac{\Phi (10 + w_f) \sigma'_f}{60 \sigma'_f \eta}$$

La contrainte moyenne de l'acier est égale à $\sigma'_f/2$ et l'ouverture de la fissure au niveau de l'armature tendue résulte de l'allongement de l'acier sur la longueur $2 \Delta l$. On a donc :

$$w = 2 \Delta l \frac{\sigma'_f/2}{E_a}$$

soit

$$w = \frac{\Phi (10 + w_f) \sigma'^2_f}{60 \sigma'_f \eta E_a}$$

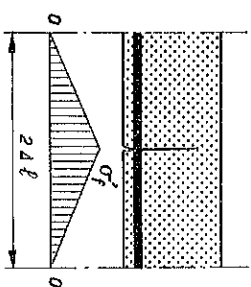


Fig. 52

Pour une ouverture w déterminée, la variation de σ'_i en fonction de w'_i est celle indiquée sur la figure. Les simplifications

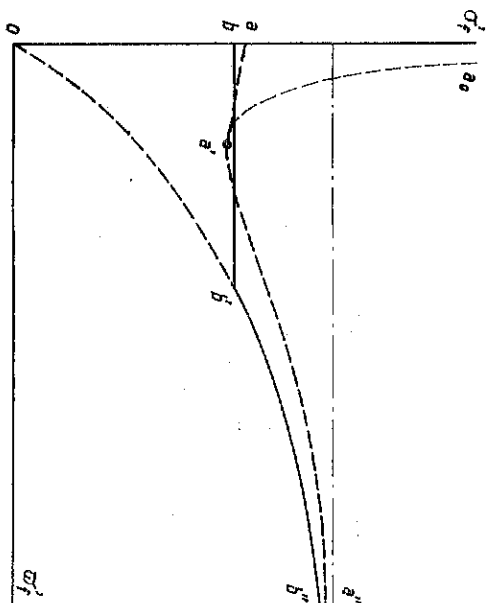


FIG. 53

$$\text{Courbe } a_0 a' a'' : \sigma'_i = \frac{500\,000 \eta w w'_i + 45 \frac{\sigma'_i}{w'_i}}{\Phi (10 + w'_i)}$$

$$\text{Courbe } a' : \sigma'_i = \frac{500\,000 \eta w \times 180 \sigma'_i}{\Phi (10 + w'_i)}$$

$$\text{Courbe } b' b'' : \sigma'_i = \frac{500\,000 \eta w w'_i}{\Phi (10 + w'_i)}$$

$$\text{Droite } b b' : \sigma'_i = \frac{500\,000 \eta w \times 16 \sigma'_i}{\Phi}$$

effectuées reviennent à remplacer la courbe $a a' a''$ par la courbe $b b' b''$ qui en est très voisine.

• Les formules ci-dessus ayant une base expérimentale tiennent compte implicitement du retrait moyen normal. Dans le cas où l'on aurait à craindre un retrait élevé, il y aurait lieu de diminuer la contrainte des aciers admissible pour une ouverture de fissure déterminée, d'une valeur théoriquement égale à $E_{\sigma p}$, p étant le supplément de retrait, et pouvant atteindre 500 kgf/cm² dans les régions exceptionnellement sèches.

Par contre, si la nature de la construction soustrait cette dernière au retrait (cas des réservoirs constamment pleins, radiers en sol immergé, pieux dans l'eau, etc.), on pourra augmenter la contrainte des aciers admissible pour une ouverture de fissure déterminée. C'est ce qui a été fait dans la règle 2,1123 où la majoration exprimée en kgf/cm^2 α , par simplification, été prise égale à 300 η .

C 7 MODE DE FISSURATION DES PIÈCES FLÉCHIES

Selon la disposition des armatures dans la hauteur d'une pièce fléchie, plusieurs types de fissures de flexion sont susceptibles de se produire.

C 71 Lorsqu'une poutre ne comporte qu'une ou deux nappes de barres placées assez loin de la fibre la plus tendue de la poutre (à plus de $1/10$ environ de la hauteur de la poutre, le tirant envisagé précédemment a donc une hauteur au moins égale au cinquième de la hauteur de la poutre), les fissures sont perpendiculaires aux armatures, franchement séparées, et vont de la fibre tendue jusqu'au voisinage de la fibre neutre.

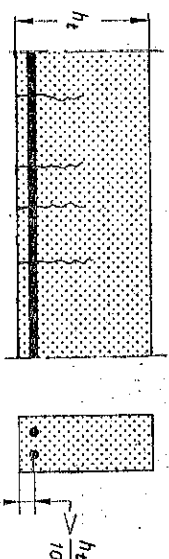


Fig. 54

Elles s'inclinent dans les régions où l'effort tranchant devient appréciable, pour atteindre 45° dans les régions d'effort tranchant maximal et de moment faible.

C 72 Lorsque les armatures sont très proches de la fibre la plus tendue et l'âme relativement mince, l'enrobage des armatures est faible et il peut se produire, de part et d'autre des fissures principales, des fissures obliques comme des éclats du béton. Cette direction oblique de fissuration correspond à une section de rupture plus facile que celle de l'âme entière. L'effet de cette fissuration oblique est d'augmenter le nombre des fissures au voisinage des barres et d'en diminuer l'ouverture.

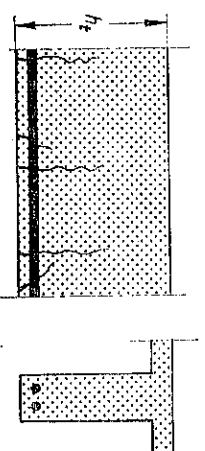


Fig. 55

C 73 Lorsqu'une poutre, ayant une âme relativement mince et de grande hauteur par rapport au tirant envasagé en C 0, comporte dans celui-ci plusieurs lits de barres, le béton se trouve soumis au-dessus du faisceau d'armatures à des efforts complexes de cisaillement et de traction.

Il en résulte des contraintes obliques qui, exagérant le phénomène décrit à l'article précédent (C 72), provoquent la concentration de plusieurs fissures du tirant en une fissure unique dans l'âme. Les fissures d'âme sont donc moins nombreuses mais plus ouvertes. Les pièces fléchies qui peuvent présenter une fissuration de ce type peuvent être définies comme celles pour lesquelles on a :

$$\frac{\eta^2 m h_t}{b_0} > 40$$

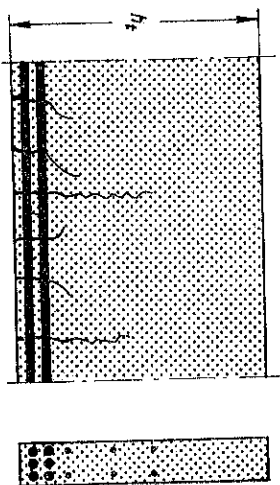


Fig. 56

Dans cette expression :

η désigne le coefficient de fissuration,

m le nombre de barres tendues du faisceau d'armatures pris en compte dans l'évaluation de la section d'embasage,

b_0 l'épaisseur minimale de l'âme.

A défaut de règle plus précise, on peut admettre que les risques de fissuration du type envasagé sont d'autant plus grands que la valeur de l'expression ci-dessus est plus élevée.

Un des moyens propre à répartir la fissuration des âmes consiste à y placer des armatures longitudinales au voisinage des parois. A condition que le pourcentage de ces armatures soit suffisant, elles sont efficaces. On peut aussi répartir graduellement sur une fraction notable de la partie inférieure de la poutre les armatures du faisceau principal, et tenir compte de leur emplacement exact dans les calculs de résistance.

C 74 Lorsque la poutre comporte un talon fortement armé, la fissuration du tirant que constitue ce talon entraîne des efforts de cisaillement le long de la surface de jonction de l'âme et du talon. Il est donc nécessaire pour assurer la liaison de ces deux éléments de prévoir des armatures de liaison à travers la zone de jonction même dans les régions où l'effort tranchant est faible.

C 73 La limitation à 40 de l'expression $\frac{\eta^2 m h_t}{b_0}$ correspond à l'observation de la nature des fissures dans des essais de laboratoire sur des poutres pour lesquelles le rapport de la hauteur à la distance du centre de gravité de la section des armatures tendues à la face tendue variait de 4 à 30. Pour les poutres courantes, ce mode de fissuration particulier n'est pas à envisager.

D 0 Il peut arriver que certaines lettres aient plusieurs acceptations, sans qu'il puisse y avoir aucune confusion.

ANNEXE D

D NOTATIONS GÉNÉRALES

D 0 GÉNÉRALITÉS

Les règles adoptées pour la notation précisées ci-après sont celles retenues par le Comité Européen du Béton (C. E. B.), complétées en tant que de besoin.

D 01 Emploi de l'apostrophe

Les sollicitations (ou les contraintes) de compression et de traction sont distinguées par l'addition de l'apostrophe (') pour la traction. De même les sections comprimées et tendues.

D 02 Emploi des indices

Pour distinguer les grandeurs, on se sert d'indices dont les plus utilisés sont les suivants :

- a* pour l'acier,
- b* pour le béton,
- c* pour l'état critique de flambement,
- d* pour la liaison béton-acier,
- e* pour la limite d'élasticité de l'acier,
- f* pour la fissuration,
- k* pour les valeurs caractéristiques,
- m* pour les valeurs moyennes,
- u* pour l'état de rupture.

D 1 LETTRES MAJUSCULES DE L'ALPHABET ROMAIN

D 10 Les lettres majuscules de l'alphabet romain designent :

1^o les forces appliquées (forces réparties globales ou forces concentrées) et leurs moments; placée entre parenthèses, une majuscule de l'alphabet romain représente une sollicitation. Ex. : (G_1) designe la sollicitation due à la charge permanente ;

2° les caractères géométriques et mécaniques des sections transversales des pièces prismatiques : aires, moments statiques, moments d'inertie, modules de résistance;

3° les modules de déformation longitudinale des matériaux.

D 11 Lettres majuscules de l'alphabet romain utilisées dans les présentes règles

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

ω

ω'

—

S_b

S

S_1

—

E'_a

E_b

E_o

E_i

F
(avec divers indices)

P

(avec divers indices)

—

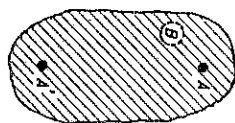


FIG. 57

A aire de la section droite des armatures comprimées

A' aire de la section droite des armatures tendues

A'_i aire de la section droite des armatures transversales rencontrées sur une longueur égale à leur espacement.

B aire totale de la section de béton seul

B_o aire de la section totale rendue homogène

B_i aire de la section réduite rendue homogène (section dite « efficace »)

B'_i aire de la section d'enrobage

E_a module d'élasticité de l'acier

E_b module moyen de déformation longitudinale du béton en général

E_o module de déformation longitudinale du béton pour les charges et surcharges permanentes

E_i module de déformation longitudinale du béton pour les charges variables dont la durée d'application n'excède pas 24 heures

F (¹) force totale ou force localisée horizontale ou oblique

G (¹) charge permanente localisée ou totale

(G_1) sollicitation due à la charge permanente

(G_2) sollicitation due aux effets du retrait et des variations de température

(¹) Éventuellement avec indices 1, 2, 3, etc.

Anciennes
notations de
Règles BA
1945

I	moment d'inertie de la section du béton seul par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par son centre de gravité	I_0
I_0	moment d'inertie de la section rendue homogène par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par son centre de gravité	I
I_1	moment d'inertie de la section réduite rendue homogène (section « efficace ») par rapport à l'axe neutre	—
I_1, I_2, I_3	moments d'inertie respectifs de la section de béton seul, de la section rendue homogène, et de la section réduite rendue homogène par rapport à un axe x'/z perpendiculaire au plan de flexion	I_1, I_2, I_3
K	effort de glissement longitudinal par unité de longueur	—
M	moment total du couple de flexion	M
M_s	moment fléchissant dû à la charge permanente	M_p
M_p	moment fléchissant dû aux surcharges	M_s
M_0	moment fléchissant maximal dans une travée indépendante	M_0
M_1	moment fléchissant maximal en travée d'une poutre hyperstatique	—
M_g	moment fléchissant sur l'appui de gauche	M_g
M_d	moment fléchissant sur l'appui de droite	M_d
M_t	moment de torsion	M_t
M_x, M_y	moments fléchissants par unité de largeur au centre d'un hourdis.	M_x, M_y
N	effort normal total	N
N_s	effort normal dû à la charge permanente	N_p
N_p	effort normal dû aux surcharges	N_s
N_x	charge critique d'Euler	N_c

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

S
(avec divers indices)

$P^{(1)}$ surcharges roulantes localisées ou surcharges totales

(P_1) sollicitation due aux surcharges statiques d'exploitation

(P_2) sollicitation due aux surcharges d'exploitation comportant un effet dynamique

(P_2) sollicitation due aux effets de la neige et du vent

$Q^{(1)}$ charge totale sur un élément

S_0 moment statique, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par le centre de gravité de la section rendue homogène, de la partie de cette section située au-dessus ou au-dessous de cet axe

S_1 moment statique, par rapport à l'axe neutre de la partie de la section réduite rendue homogène située au-dessus ou au-dessous de cet axe

S_{1z} moment statique, par rapport à l'axe neutre, de la partie de la section réduite rendue homogène située au-dessus d'un axe $z'z$ perpendiculaire au plan de flexion

T effort tranchant total

T_s effort tranchant dû à la charge permanente

T_p effort tranchant dû aux surcharges

T_0 effort tranchant maximal dans une travée indépendante

T_{wi} effort tranchant à gauche de l'appui i d'une poutre continue

T_{ei} effort tranchant à droite de l'appui i d'une poutre continue

(1) Éventuellement avec indices 1, 2, 3, etc.

T_1	effort tranchant réduit	T'
T_0	composante verticale de l'effort de traction dans les barres relevées ou les étriers obliques rencontrés dans la section verticale du nu de l'appui	T_x
U	charge provoquant la rupture	—
	(U) sollicitation totale provoquant la rupture	—

D 12 Autres lettres majuscules de l'alphabet romain utilisées par le C. E. B.

A'_v	aire de la section droite des cadres ou étriers verticaux	ω_e
A'_0	aire de la section des barres relevées (ou des cadres ou étriers inclinés) à un angle θ sur la fibre moyenne	ω_x
H	réaction horizontale (poussée)	—
M_u	moment fléchissant de rupture	—
N_a	résultante des efforts de compression dans les armatures comprimées	F_a
N'_a	résultante des efforts de traction dans les armatures tendues	F'_a
N_b	résultante des efforts de compression dans le béton	F_b
N_c	effort normal de flambement (effort critique)	—
N_u	effort longitudinal ou normal de rupture	—
R	réaction d'appui de direction quelconque	—
T_u	effort tranchant de rupture (au sens le plus général)	—
	T_0 effort tranchant de rupture par cisaillement du béton (non armé transversalement)	—
	T_b effort tranchant de rupture par écrasement des bielles comprimées	—
	T_a effort tranchant de rupture par déficience des armatures transversales	—
V	réaction d'appui verticale	—

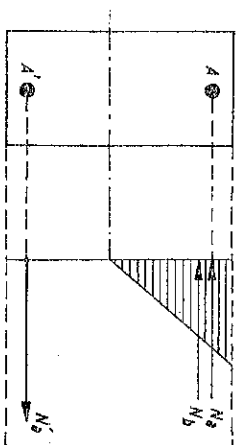


Fig. 58

D 2 LETTRES MINUSCULES DE L'ALPHABET ROMAIN

D 20 Les lettres minuscules de l'alphabet romain désignent
1° les longueurs;
2° les forces réparties par unité de longueur ou par
unité de surface.

D 21 Lettres minuscules de l'alphabet romain utilisées dans
les présentes règles

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

a	plus petite dimension transversale de la section d'une pièce comprimée ou tendue	a
a_w, a_e	distances à un appui d'une charge concentrée	a_1, a_2
b	plus grande dimension transversale de la section d'une pièce comprimée ou tendue	—
b	largeur d'une section rectangulaire ou de la table d'une section en forme de T (pour les pièces fléchies)	b
b_0	épaisseur de l'âme d'une section en forme de T	b'
b'	largeur du talon d'une section à talon	—
c	longueur d'appui	a
c_0	épaisseur de béton séparant deux armatures dans une direction quelconque	—
c_g	dimension maximale des granulats	D
c_i	espace libre horizontal entre deux files d'armatures	—
d	distance du centre de gravité des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée	d
d'	distance du centre de gravité des aciers tendus à la fibre la plus tendue	d'
d_1, d_2	distances minimales de l'axe d'une barre à la surface libre du béton	d_1, d_2
e_0	excentricité de l'effort normal comptée à partir du centre de gravité de la section de béton seul	a
f	flèche, dans son sens le plus général	f

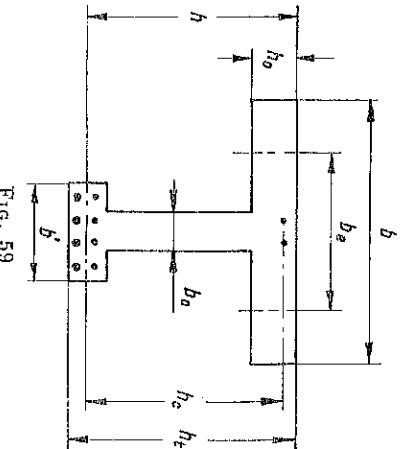


Fig. 59

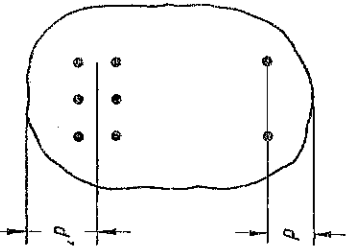


Fig. 60

f_1	flèche maximale d'une poutre sur appuis simples
f_i	flèche maximale en travée d'une poutre hyperstatique.
f_0	flèche sous charges instantanées
f_∞	flèche sous charges de longue durée.
s	charge permanente par unité de longueur ou de surface
g_c	dosage en ciment du béton
h	hauteur utile d'une section
h_0	épaisseur de la table de compression d'une section en forme de T, d'un hourdis ou d'une paroi fléchie
h_1	épaisseur du revêtement éventuel
h_2	hauteur totale d'une section
h_n	hauteur libre d'un poteau au-dessus d'un appui de poutre hyperstatique
h_s	hauteur libre d'un poteau au-dessous d'un appui de poutre hyperstatique
i	rayon de giration de la section de béton seul par rapport à l'axe principal central d'inertie normal au plan de la flexion (cas de la flexion plane)
k	grandeur intervenant dans les calculs de fissuration
l	distance entre nus des appuis d'une travée (portée libre)
l_w	portée libre de la travée à gauche d'un appui de poutre continue
l'_w	portée réduite de la travée à gauche de l'appui
l_e	portée libre de la travée à droite d'un appui de poutre continue
l'_e	portée réduite de la travée à droite de l'appui
l_u, l'_u	longueurs du recouvrement ou du scellement droit assurant la transmission par adhérence de

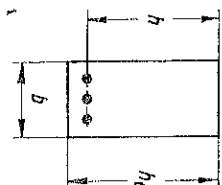


Fig. 61

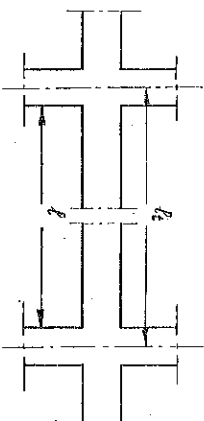


Fig. 62

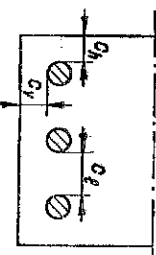


FIG. 65

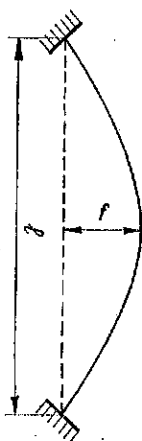


FIG. 66

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

c_h, c_b	distances horizontales et verticales d'enrobage	—
d	diamètre d'une section circulaire	—
e	excentricité de l'effort normal comptée à partir du centre de gravité de l'armature tendue	f'
f	flèche géométrique d'un arc	f
h_o	distance entre les centres de gravité des armatures principales	—
h_t	épaisseur totale d'une dalle	e
i_g	rayon de giration d'une section par rapport à l'axe central normal au plan de la flexion	—
i_x	rayon de giration d'une section par rapport à un axe de référence quelconque xx'	—
l_o	longueur de recouvrement des barres droites	—
p_∞	surcharge de longue durée par unité de longueur ou de surface	—
r	rayon d'une section circulaire	—
y	hauteur du diagramme rectangulaire équivalent au diagramme réel de répartition des contraintes de compression dans les pièces fléchies (calcul à la rupture)	—

D 3 LETTRES MAJUSCULES DE L'ALPHABET GREC

En principe, les lettres majuscules de l'alphabet grec ne sont pas employées. On les utilise toutefois dans certaines notations symboliques (D 5).

D 4 LETTRES MINUSCULES DE L'ALPHABET GREC

D 400 Les lettres minuscules de l'alphabet grec désignent :

- 1° les contraintes;
- 2° les déformations unitaires;
- 3° les angles et pentes;
- 4° les grandeurs sans dimensions.

D 401 Lorsque les lettres minuscules de l'alphabet grec sont surmontées d'un tiret (ex. : $\bar{\sigma}_b$), elles désignent les contraintes admissibles.

D 41 Lettres minuscules de l'alphabet grec utilisées dans les présentes règles

Anciennes notations des Règles BA 1945

γ_{ex}	coefficient de sécurité global d'utilisation	σ'_r
γ_p	coefficient de sécurité statique rapporté à la surcharge	σ_r
γ_{st}	coefficient de sécurité statique global	—
δ	écart quadratique moyen relatif (coefficient de dispersion)	—
e'_{arg}	allongement de rupture garanti d'un acier	—
η	coefficient de fissuration	—
η_d	coefficient de scellement	—
θ	angles en général	—
θ_A, θ_B	rotation des appuis d'une travée indépendante	α, β
κ	coefficient sans dimensions	—
λ	élanement d'une pièce	λ
ν	coefficient de Poisson	—
w'_f	pourcentage effectif intervenant dans les calculs de fissuration $w'_f = \frac{100 A'}{B'_f}$	—
w_o	pourcentage géométrique d'acier comprimé $w_o = \frac{100 A}{b h}$	—
w'_o	pourcentage géométrique d'acier tendu $w'_o = \frac{100 A'}{b h}$	—
w'_{to}	pourcentage géométrique d'armatures transversales $w'_{to} = \frac{100 A'_t}{b_o t}$	—
w_v	volume des armatures transversales par unité de volume du béton	w
ρ	retrait du béton armé	ρ
ρ	rapport des deux dimensions d'une section ou des deux portées d'un hourdis.	—

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

σ'_e	limite d'élasticité apparente ou conventionnelle de l'acier en traction	n'_e
σ'_{eg}	limite d'élasticité en traction de l'acier garantie	—
σ'_{ar}	limite d'élasticité à prendre en compte dans les calculs de résistance	—
σ'_a	contrainte de traction admissible de l'acier	R'_a
σ'_1	limite imposée par les caractères mécaniques de l'acier, ceux du béton et par la nature des sollicitations	—
$\bar{\sigma}'_2$	limite imposée par les conditions de fissuration du béton	—
σ'_{ar}	résistance à la traction de l'acier	n'_t
σ'_{arg}	résistance à la traction de l'acier garantie	—
σ_e	limite d'élasticité en compression de l'acier	—
σ_c	contrainte de compression de l'acier	n_c
$\bar{\sigma}_a$	contrainte de compression admissible de l'acier	R_c
σ_{28}, σ'_j	résistances à la compression du béton à 28 et j jours d'âge mesurées sur cylindres	n_{28}, n_j
σ_b	contrainte de compression du béton	n_b
$\bar{\sigma}_{b0}$	contrainte admissible du béton en compression simple	R_b
$\bar{\sigma}_b$	contrainte admissible du béton en flexion simple ou composée	R_b
σ'_{28}, σ'_j	résistances à la traction du béton à 28 et j jours d'âge	n_{28}, n_j
σ'_b	contrainte de traction du béton	n'_b
$\bar{\sigma}'_b$	contrainte de traction admissible du béton	R'_b
σ_E	contrainte critique d'Euler	—
τ_b	contrainte de cisaillement du béton	t_b
$\bar{\tau}_b$	contrainte de cisaillement admissible du béton	—
τ_{rd}	contrainte de rupture d'adhérence	—
τ_d	contrainte d'adhérence	t_d

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

$\bar{\epsilon}_a$	contrainte d'adhérence admissible	R_d
φ	coefficient de frottement de l'acier sur le béton	—
χ, ψ ⁽¹⁾	coefficients sans dimensions	—

D 42 Autres lettres minuscules de l'alphabet grec utilisées
par le C. E. B.

α	coefficient de dilatation thermique	—
α	coefficient de remplissage (calcul à la rupture)	—
β	coefficient de centre de gravité (calcul à la rupture)	—
ϵ'_a	allongement unitaire de l'acier	—
ϵ'_{au}	allongement unitaire de l'armature principale de traction dans l'état de rupture d'une pièce en béton armé (calcul à la rupture)	—
ϵ'_e	allongement unitaire élastique réel de l'acier (dans le cas d'un diagramme à palier)	—
ϵ_a	raccourcissement unitaire de l'acier	—
ϵ_{au}	raccourcissement unitaire de l'armature de compression, au moment de la rupture de la pièce	—
ϵ_b	raccourcissement unitaire du béton	—
ϵ'_b	allongement du béton	—
ϵ_u	raccourcissement unitaire du béton sur la fibre la plus comprimée au moment de la rupture de la pièce	—
θ	effort tranchant relatif $\theta = \frac{T}{\sigma_u b_0 h}$	—
μ	moment fléchissant relatif $\mu = \frac{M}{\sigma_u b h^2}$	—
	effort normal relatif $\nu = \frac{N}{\sigma_u B}$	—
w'	pourcentage mécanique d'acier tendu $w' = w'_0 \frac{\sigma'_e}{\sigma_u}$	—

⁽¹⁾ Éventuellement avec indices 1, 2, 3, etc.

Anciennes
notations des
Règles BA
1945

w	pourcentage mécanique d'acier comprimé	—
$w = w \frac{\sigma'_e}{\sigma_u}$		
w_i	pourcentage mécanique d'armatures transversales $w_i = w_{io} \frac{\sigma'_{te}}{\sigma_u}$	—
σ'_{am}	moyenne arithmétique des limites d'élasticité de l'acier mesurées sur un lot d'éprouvettes	—
σ'_{au}	contrainte de traction des aciers tendus dans l'état de rupture d'une pièce en béton armé (calcul à la rupture)	—
σ'_{ie}	limite d'élasticité des armatures transversales d'une pièce fléchie	—
σ_{au}	contrainte de compression des aciers comprimés dans l'état de rupture d'une pièce en béton armé (calcul à la rupture)	—
σ_{br}	résistance à la compression du béton	—
σ_u	contrainte maximale de compression du béton dans l'état de rupture d'une pièce en béton armé (calcul à la rupture)	—
σ_{br}	résistance caractéristique de compression du béton	—
σ_{bm}	moyenne arithmétique des résistances à la compression du béton mesurées sur un lot d'éprouvettes	—

D 5 NOTATIONS SYMBOLIQUES

Dans les présentes règles, on a utilisé les notations symboliques suivantes :

ϕ pour désigner le diamètre nominal d'une barre d'acier ronde ou torsadée

ϕ

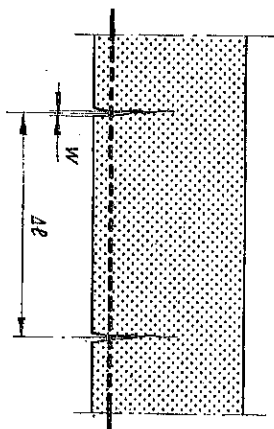


Fig. 67

- Σ pour désigner une sommation de grandeurs
- (Σ) pour désigner symboliquement une sollicitation résultante
- (Σ_1) sollicitation égale à $(G_1) + (G_2) + 1,2(P_1) + 1,2(P_2)$
- (Σ_2) sollicitation égale à $(G_1) + (G_2) + 1,2(P_1) + 1,2(P_2) + (P_3)$
- Δl pour désigner l'espacement entre deux fissures consécutives.

NOTES

NOTES

Valeurs de la limite d'élasticité à introduire dans les calculs de résistance pour les différents types d'aciers faisant l'objet de fiches d'homologation

(à inscrire ici d'après les indications données par ces fiches)