

EPREUVE E4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS

SOUS - EPREUVE U41

ELABORATION D'UNE NOTE DE CALCUL DE STRUCTURES

DUREE : 4 HEURES COEFFICIENT : 2

IMMEUBLE « CHAMP DE FOIRE »

COMPOSITION DU DOSSIER

Document 1/10 :	Présentation du projet, données complémentaires, Sujet
Document 2/10 :	Sujet
Document 3/10 :	Sujet
Document 4/10 :	Plan de masse, Plan de façade et Coupe
Document 5/10 :	Plan Archi. du 5 ^{ème} étage
Document 6/10 :	Plans de Charpente
Document 7/10 :	Plan de coffrage du plancher haut du RdC
Document 8/10 :	Extrait du D.T.U. 13.12
Document 9/10 :	Formulaire Eurocode 5
Document 10/10 :	Intégrales de Mohr et Théorème des 3 moments

DOCUMENT ET MATERIEL AUTORISES

Règlement B.A.E.L.
Calculatrice réglementaire
Matériel de dessin

BAREME

ETUDE A :	7,5 points
ETUDE B :	3 points
ETUDE C :	3 points
ETUDE D :	6,5 points

Nota : Toutes les questions sont indépendantes

DONNEES GENERALES DU PROJET :

1. Présentation de l'opération

L'étude porte sur un bâtiment à usage d'habitation, édifié en bord de Seine sur un terrain situé à proximité d'un quai appelé « Quai du Champ de Foire ». En effet, ce quai passe devant une grande place sur laquelle ont régulièrement lieu des fêtes foraines (voir document 4/10).

Cet immeuble de 5 étages (voir documents 4/10 et 5/10) comprenant un niveau (RdC) semi enterré est fondé superficiellement. Sa structure est en béton armé.

Les planchers sont réalisés en dalle pleine coulée sur prédalles pour le plancher haut du sous-sol et en dalle pleine coulée en place pour les autres niveaux.

Au dernier niveau une charpente bois de type fermette porte une couverture en Zinc et un plafond suspendu composé de plaques de plâtre sur rails métalliques (voir document 4/10).

2. Données complémentaires

BETON ARME :

- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier pour le béton : Fe E 500 (S500)
- Poids volumique du béton armé : 25 kN/m^3
- La fissuration est supposée peu préjudiciable pour tout l'ouvrage sauf pour les semelles superficielles, pour lesquelles la fissuration est supposée préjudiciable.
- La durée d'application des charges est supérieure à 24 heures.

TRAVAIL DEMANDE :

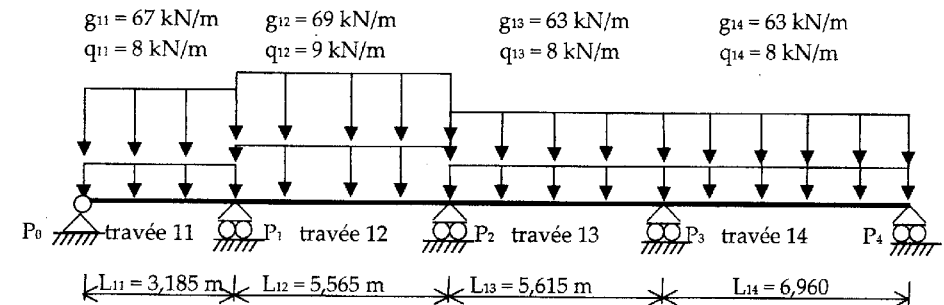
ETUDE A : Poutre B.A. continue 11-12-13-14 du plancher haut du sous-sol

La poutre 11- 12- 13- 14 du plancher haut du sous-sol est une poutre continue sur 5 appuis (voir document 7/10). Le plancher haut du sous-sol est une dalle pleine coulée sur prédalles. Le plancher haut du sous-sol supporte, dans la zone étudiée, une terrasse végétale accessible aux piétons. L'enrobage est de 2 cm.

Les charges à prendre en compte pour la poutre continue 11- 12- 13- 14 sont :

- Charges permanentes :
 - poids de la dalle et poids propre de la poutre,
 - poids des terres et de l'étanchéité : $5,85 \text{ kN/m}^2$.
- Charges variables :
 - exploitation : $1,5 \text{ kN/m}^2$

Le schéma mécanique de la poutre 11- 12- 13- 14 est le suivant :



A.1 - En utilisant le plan de coffrage du plancher haut du sous-sol (voir document 7/10), justifier les valeurs des charges linéiques permanentes g_{14} et variables q_{14} en kN/m s'appliquant sur cette travée.

A.2 - Pour le calcul des sollicitations le long de la poutre, justifier l'emploi de la "méthode Caquot".

A.3 - Définir à l'aide de schémas les cas de charges à l'ELU permettant d'obtenir :

- le moment maximal sur l'appui P_2 ,
- le moment maximal en travée 12.

A.4 - On donne :

- le moment fléchissant maximal sur l'appui P_1 : $M_{P1max} = -196 \text{ kN.m}$;
- l'effort tranchant maximal à gauche de P_1 dans la travée 11 : $V_{P1max} = 225 \text{ kN}$.

A.4.1 - Pour les valeurs données, calculer la section d'armatures longitudinales sur l'appui P_1 et choisir les aciers correspondants (voir document 3/10). Si $\mu \leq 0,260$, il ne sera pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées.

A.4.2 - A gauche de l'appui P_1 , c'est à dire travée 11, choisir les armatures transversales et en déduire l'espacement initial s_i (distance entre 2 nappes consécutives) ainsi que l'espacement maximal s_{max} à ne pas dépasser.

Il n'est pas prévu de traitement particulier des reprises de bétonnage.

A.4.3 - Faire un dessin d'armatures de la section située juste à gauche du nu d'appui de P_1 en travée 11 en précisant toutes les armatures, et plus particulièrement celles calculées en A.4.1 et en A.4.2.

ETUDE B : Poteau P_1 du Sous-sol

La section du poteau P_1 du sous-sol est de $400 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ (voir document 7/10). Il supporte les travées 11 et 12 de la poutre continue 11- 12- 13- 14 de l'étude A.

- L'effort normal en pied de poteau, poids propre compris, vaut $N_u = 558 \text{ kN}$.
- Plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.
- La longueur de flambement L_f est prise égale à $L_0 = 3 \text{ m}$.
- L'enrobage est de 2 cm .

B.1 - Calculer la section d'armatures longitudinales à prendre en compte. Faites un choix d'aciers (voir document 3/10).

B.2 - Déterminer les armatures transversales, diamètre et espacement, en partie courante.

B.3 - Faire un dessin d'armatures d'une section transversale du poteau en précisant toutes les armatures, avec précisément celles calculées en B.1 et B.2.

ETUDE C : Semelle S_1 sous le poteau P_1 du Sous-sol

La semelle S_1 du sous-sol est située sous le poteau P_1 de l'étude B.

- La charge verticale arrivant sur la fondation est identique à celle donnée pour le poteau P_1 de l'étude B. Elle vaut $N_u = 558 \text{ kN}$. Le poids du dallage et le poids de la couche de forme au dessus de la semelle sont négligés.
- On donne (voir document 8/10) un extrait du D.T.U. 13.12 sur les fondations superficielles.
- La contrainte de calcul du sol à prendre en compte est : $q = 0,30 \text{ MPa}$
- La fissuration est supposée préjudiciable.
- L'enrobage est de 5 cm .

C.1 - Calculer les dimensions (base (longueur et largeur) et hauteur) de la semelle S_1 . Pour cette question C.1, les dimensions de la base de la fondation devront être homothétiques à celles du poteau P_1 .

C.2 - Pour cette question C.2, on retiendra les dimensions suivantes semelle S_1 , obtenue par une autre méthode:

- Base de la semelle de $1,30 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$
- Hauteur de $0,40 \text{ m}$

Calculer les armatures de la semelle S_1 (voir documents 3/10 et 8/10).

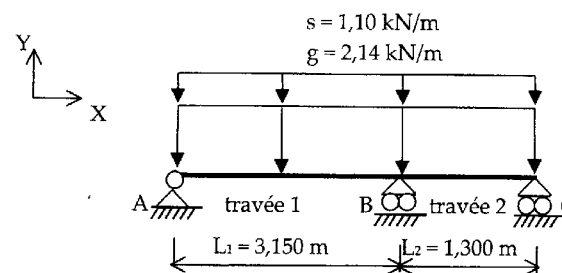
C.3 - Faire deux schémas (une vue en plan et une coupe verticale) de la fondation de manière à faire apparaître les armatures calculées à la question C.2 (en précisant leurs diamètres et leurs espacements) et les armatures complémentaires.

ETUDE D : Poutre L.C. continue 1-2 des combles

Au dernier niveau, des fermettes supportent la couverture en Zinc et le plafond suspendu (voir document 4/10). Ces fermettes portent sur trois appuis. L'appui central est composé par un refend en béton armé ou, lorsque celui-ci n'existe pas (voir documents 5/10 et 6/10), par des poutres en bois lamellé collé. Cette étude porte sur une de ces poutres : la poutre continue BR1. Cette poutre de section $63 \text{ mm} \times 175 \text{ mm}$ comporte 2 travées (voir document 6/10) et reprend les charges suivantes :

- Charges permanentes :
 - Le poids propre de la poutre et les charges permanentes apportées par les fermettes au niveau de l'appui central : $2,14 \text{ kN/m}$.
- Charges climatiques :
 - Dans cette étude on ne considérera que la charge de neige : $1,10 \text{ kN/m}$.

Le schéma mécanique de la poutre 1 - 2 est le suivant :



D.1 - On considère la charge $p_u = 4,54 \text{ kN/m}$ obtenue en combinant les charges uniformément réparties g et s ci-dessus. On donne le théorème des trois moments (voir document 10/10).

Calculer le moment fléchissant sur l'appui B et en déduire les inconnues de liaison.

D.2 - Pour un autre cas de charge ($p_s = 3,24 \text{ kN/m}$), on donne les inconnues de liaison suivantes : $X_A = 0$; $Y_A = 4,14 \text{ kN}$; $Y_B = 10,52 \text{ kN}$; $Y_C = -0,24 \text{ kN}$.

Tracer les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant le long de la poutre. Préciser les valeurs particulières.

D.3 – Calculer la flèche au milieu de la travée 1, $u_y(\frac{L_1}{2})$, la poutre étant soumise à la charge linéique p , de la question D.2. Pour cela on utilisera une des 2 méthodes rappelées ci-dessous :

- on rappelle le théorème de Pasternak ou théorème de la charge unité ci-contre et on donne les intégrales de Mohr dans le document 10/10 ,
- on rappelle également que $u_y''(x) = \frac{M_f(x)}{EI}$.

On négligera la déformation due à l'effort tranchant.

On prendra : $E = 11600 \text{ MPa}$

D.4 – Pour prendre en compte l'évolution de la réglementation, on envisage une vérification selon l'eurocode 5 avec des notations simplifiées (voir document 9/10 et les données complémentaires ci-dessous).

D.4.1 - On donne $|M_f| = 4,27 \text{ kN.m}$. Vérifier le critère de résistance vis à vis de la contrainte normale de flexion.

D.4.2 - On donne $|V| = 8,5 \text{ kN}$. Vérifier le critère de résistance vis à vis de la contrainte tangentielle de cisaillement.

D.4.3 - On donne $u_0 = 0 \text{ mm}$, $u_{net,inst}(g) = 5 \text{ mm}$ et $u_{net,inst}(s) = 2,6 \text{ mm}$. En déduire $u_{net,fin}$ et vérifier les conditions de flèches (voir document 9/10).

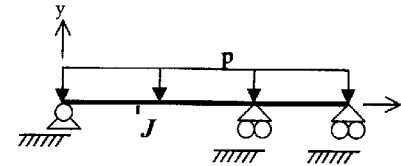
Données complémentaires :

On notera BLC-GL24h le Bois Lamellé Collé de classe GL 24 homogène. En ce qui concerne la signification des notations utilisées, il convient de se référer au document 9/10.

- Résistance caractéristique vis-à-vis de la flexion du BLC-GL24 : $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique vis-à-vis du cisaillement du BLC-GL24 : $f_{v,k} = 2,7 \text{ MPa}$
- Module moyen d'élasticité axial du BLC-GL24 : $E_{moyen} = 11\,600 \text{ MPa}$
- Coefficient γ_M : $\gamma_M = 1,25$
- Coefficient k_{mod} (classe de service « 1 » et classe de durée « court terme ») : $k_{mod} = 0,9$
- Coefficient k_h (poutre de 175 mm de hauteur) : $k_h = 1,15$
- Coefficient k_{def} : $k_{def} = 0,6$

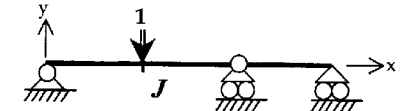
THEOREME DE PASTERNAK

Pour déterminer le déplacement en un point J d'une structure hyperstatique suivant une direction donnée, on applique en ce point J dans une de ses structures associées isostatiques (structure virtuelle) suivant la direction souhaitée une charge unité.



Structure réelle (S)

Moments de flexion $M(x)$



Structure isostatique associée (virtuelle) (S_J^0)

Moments de flexion $\bar{M}_J^0(x)$

$$\Delta_J = \int_{\text{structure}} \frac{M(x) \cdot \bar{M}_J^0(x)}{EI} dx$$

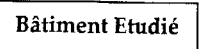
$M(x)$ représente le moment fléchissant dans la structure réelle.

\bar{M}_J^0 représente le moment fléchissant dans la structure isostatique associée soumise à un facteur sollicitant unité (force unitaire) appliqué au point J .

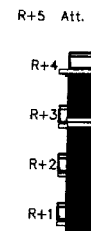
TABEAU DES SECTIONS D'ACIER

Diamètres	Masse kg/m	Sections totale d'acier en cm ²									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

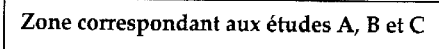
A



PLAN FACADE JARDIN

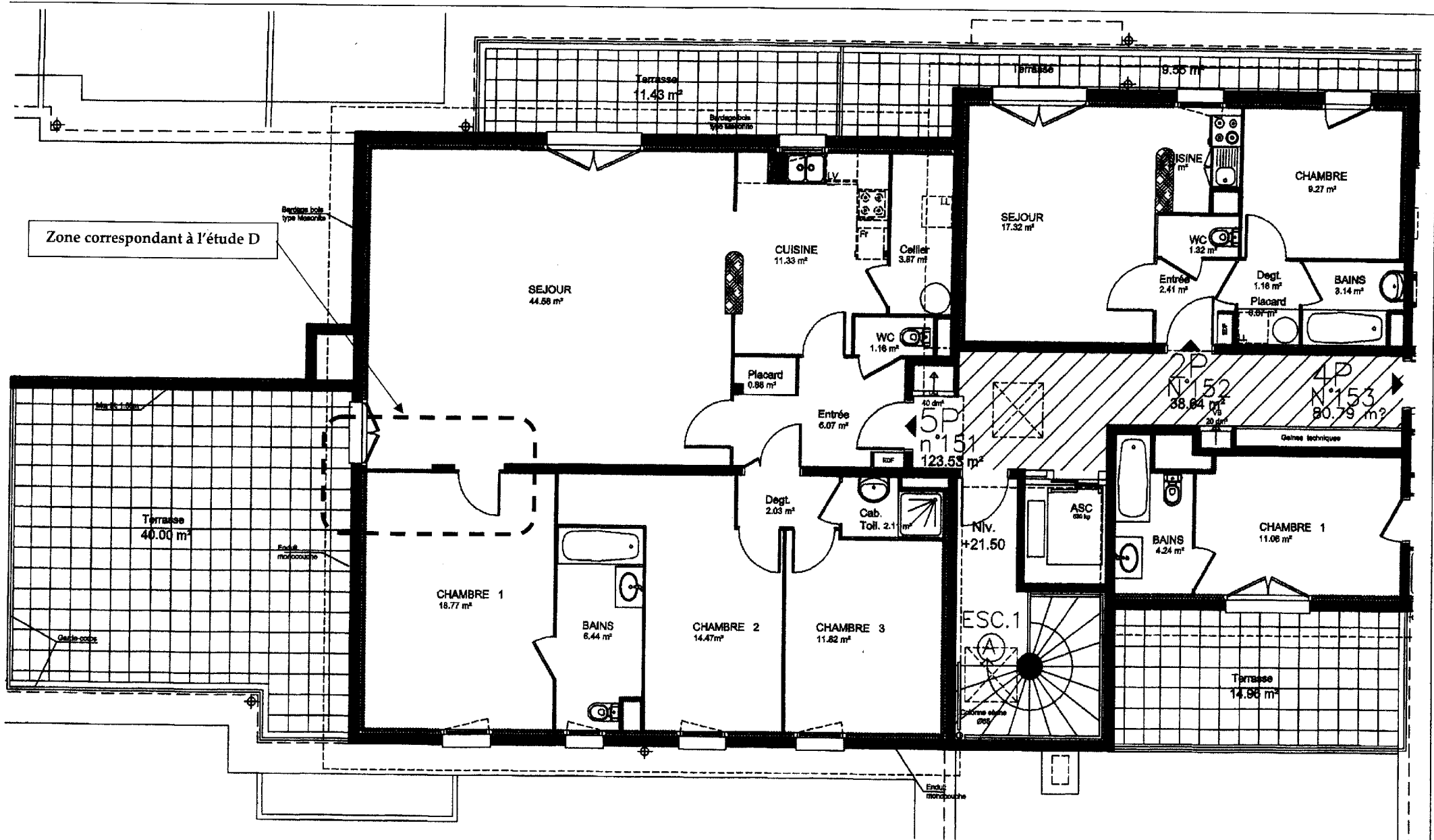


COUPE A - A



BTE4ENC6

PLAN DU 5^{ème} ETAGE



ECHELLE NON NORMALISEE

Architectural elevation drawing of a building facade with a gabled roof. The drawing includes dimensions and material specifications.

Roof and Structure:

- Couverture Zinc sur ferme cintrée
- BR1 : bras de reprise 63*175 BLC
- plancher isolé
- Sablons 35*78
- Fixé par Eq AG70
- + HSAK M10*108

Dimensions:

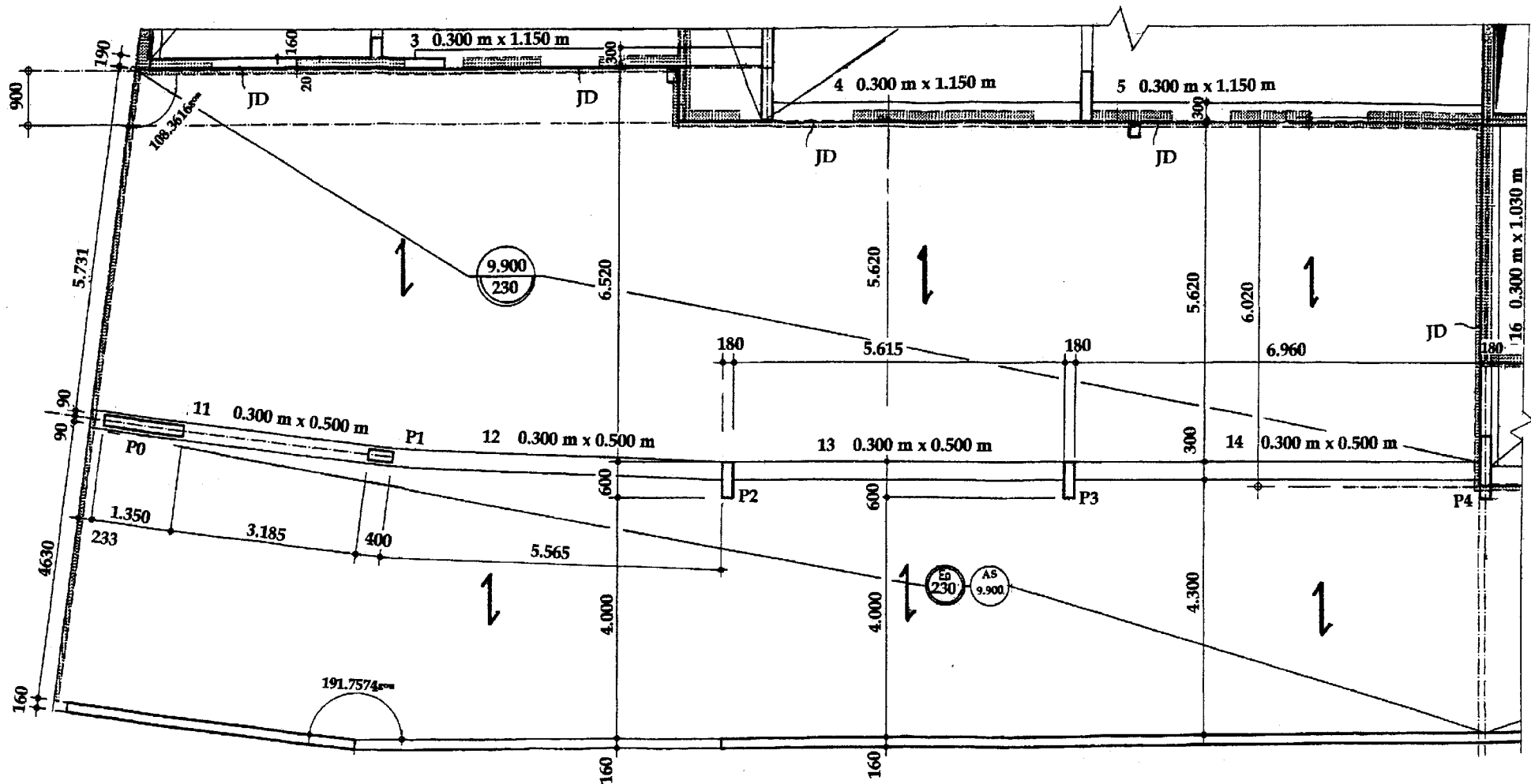
- Overall width: 1178
- Overall height: 190.3
- Base width: 56
- Base height: 52
- Roof height: 160
- Roof slope: 130
- Base width segments: 16, 629, 517, 16
- Base height segments: 270, 250, 20, 267.5, 2.5

Material and Level Specifications:

- +26.055 faitage fini
- +24.175 AS mur
- +24.132 égout
- +21.50 dalle finie 5e Etg
- AI fermette
- HSP
- AS maçonnerie

[illegible]

EXTRAIT DU PLAN DE COFFRAGE DU PHT Rdc :



ECHELLE NON NORMALISEE

Cotes en m et en mm

EXTRAIT DU D.T.U. 13.12 : Calculs des fondations superficielles

chapitre 1 domaine d'application et objet

Les présentes règles de calcul sont applicables aux travaux de fondations superficielles en béton, béton armé constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, des radiers généraux et des massifs semi-profonds (puits courts)

chapitre 2 calcul des ouvrages de fondations

2.1 réaction du sol

La réaction du sol sous une structure, au moins définie dans ses grandes lignes, peut être le plus souvent caractérisée par une valeur ultime q_u

COMMENTAIRE

- Cette valeur tient alors implicitement compte des dimensions prévisibles des semelles, de leurs implantations respectives, de l'éventuelle alternance compression-décompression du sol et de l'inclinaison prévisible de la résultante des charges appliquées.

- Dans certains cas particuliers, il convient de définir pour chaque situation la valeur ultime q_u .

La contrainte de calcul q est la plus petite des 2 valeurs $q_u/2$ et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (cf. article 2.3.5)

COMMENTAIRES

- Il est possible de prendre une contrainte de calcul plus grande que celle définie ci-dessus, sans excéder $q_u/2$, mais il faut alors tenir compte des tassements différentiels prévisibles associés.

- Le rapport de sol ρ pour objet notamment de préciser la valeur de la contrainte de calcul q .

- La contrainte de calcul utilisée pour les vérifications aux ELU (Etats Limites Ultimes) ne doit pas être confondue avec la contrainte admissible utilisée antérieurement avec les règles dites « aux contraintes admissibles », par exemple le BA 68. Cette contrainte admissible est plus faible que la contrainte de calcul.

- Les dispositions constructives permettent habituellement de limiter les conséquences des tassements totaux entre la structure et son environnement.

2.2 actions et sollicitations

Les actions et sollicitations des ouvrages de fondation sont évaluées en fonction des règles de béton armé en vigueur.

Lorsque les ouvrages de fondations sont surmontés par des structures en charpente bois ou métal, la combinaison des sollicitations doit être faite conformément aux règles de calcul du béton armé ou à défaut conformément aux règles de calcul de la charpente, avec l'accord du maître d'ouvrage.

2.3 justifications des ouvrages de fondations

Les ouvrages de fondation doivent être justifiés conformément aux règles de béton armé en vigueur sous les différents états suivants :

- état-limite ultime de résistance ;
- état-limite ultime de stabilité de forme ;
- état-limite d'équilibre statique (en particulier, glissement et cercles de glissement) ;
- état-limite de service vis-à-vis de la durabilité ;
- état-limite de service vis-à-vis des déformations.

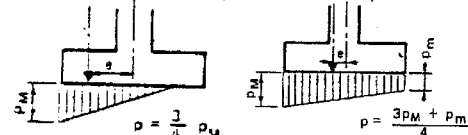
2.3.1 état-limite ultime de résistance

Les sollicitations s'expriment par la résultante générale des forces prise au niveau du plan de contact avec le sol et on en déduit p , la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées

COMMENTAIRE

La réaction du sol peut le plus souvent être considérée comme uniforme sous les fondations, axée sur la résultante générale des forces et caractérisée par la valeur p .

Il est loisible de considérer une réaction du sol axée sur la résultante générale des forces et respectant une variation linéaire des contraintes avec p valeur normale représentative.



La justification de l'état limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante : $p \leq q$

La justification des dimensions de la fondation et de ses armatures vis-à-vis des règles de béton armé relève de la méthode des bielles dans son domaine d'application ou plus généralement de toute méthode de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet (méthode des moments ou méthode de la poutre). Dans ce dernier cas, les règles de béton armé en vigueur s'appliquent intégralement.

COMMENTAIRE

Pour la méthode des bielles voir l'annexe 2

2.3.4 état-limite de service vis-à-vis de la durabilité

A défaut de justification plus précise sous les combinaisons d'actions de service, dans le cas où la fissuration de la fondation est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures obtenue à l'état limite ultime de résistance doit être majorée respectivement de 10 % ou de 50 %

2.3.4 position des armatures

La distance libre minimale entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la surface de la semelle ou du béton de propreté la plus voisine doit respecter les enrobages prescrits par les règles de béton armé en vigueur. A défaut, cette distance sera prise égale à 4 cm.

COMMENTAIRE

Article A.7.1 du BAEL

ANNEXE 2 : METHODE DES BIELLES

généralités

La « méthode des bielles » d'usage courant en France depuis de nombreuses années permet de calculer la plupart des semelles de fondations sur sol (ou sur pieux) rencontrées dans les structures des bâtiments.

Elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures. Un ensemble de deux bielles symétriques fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituant le tirant qui équilibre la poussée de la ferme.

En toute rigueur, la méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles centrées assurant sur le sol une pression supposée uniforme (ou sur les pieux des charges égales). Sa validité a été établie dans ces cas par de nombreux essais systématiques. Toutefois, il paraît possible d'extrapoler son application à d'autres cas, dans les limites précisées ci-après.

application de la méthode des bielles au calcul des semelles sur le sol

On suppose expressément dans ce qui suit que les réactions du sol sont normales à la surface d'appui de la semelle. En réalité, il s'exerce des forces de frottement qui, en certains cas, peuvent avoir une influence favorable et permettre ainsi de réduire la section des armatures inférieures définies ci-après, mais il importe de ne tenir compte de ces effets que dans le cas d'un banc rocheux sain et franc.

semelles à base rectangulaire sous poteaux de section rectangulaire

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

En toute rigueur, la méthode des bielles ne s'applique que si la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme et si la section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques.

Cette dernière condition n'est pas toujours réalisée et l'on rencontre souvent en pratique des semelles dont les débords dans les deux sens sont du même ordre.

L'expérience a cependant légitimé l'extrapolation de la méthode des bielles à de tels cas.

Soit p_u la valeur de la charge de calcul par unité de longueur (à l'état limite ultime).

L'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2 \cdot d_0 \quad \text{ou} \quad \frac{(a'-a)}{4} \leq d \leq (a'-a)$$

La condition $d > \frac{d_0}{2}$ permet de considérer que, dans le

cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles ; il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des étriers ou des barres relevées.

L'aire de la section par unité de longueur de la semelle des armatures inférieures disposées transversalement à son plan moyen a pour valeur :

$$A = \frac{p_u \times d_0}{4 \times d \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{p_u \times (a'-a)}{8 \times d \times \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

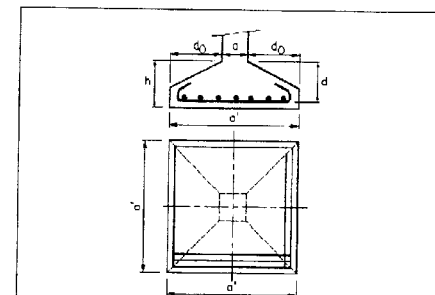
Sauf justifications, toutes les barres s'étendent sur la totalité de la dimension a' de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou d'autres ancrages par courbure équivalents ; l'épaisseur de la semelle aux extrémités est au moins égale à $6 \varnothing + 6 \text{ cm}$, \varnothing étant le diamètre des armatures en cm.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

semelles à base carrée sous poteaux de section carrée

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

Les dispositions sont conformes à celles représentées sur la figure ci-dessous qui définit les notations



RAPPELS DE RESISTANCE DES MATERIAUX

Flexion simple:

$\sigma_{m,d}$ contrainte max. de flexion (sur les fibres extrêmes) engendrée par le moment de flexion M_f à l'ELU :

$$\sigma_{m,d} = \frac{\left| \frac{M_f}{I} \right|}{\frac{1}{\nu}} = \left| \frac{M_f}{W} \right| \text{ avec } \frac{I}{\nu} \text{ ou } W \text{ le module d'inertie élastique de la section droite}$$

Cisaillement:

τ_d contrainte max. de cisaillement engendrée par l'effort tranchant V à l'ELU dans une section rectangulaire :

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{V}{A} \text{ avec } A \text{ l'aire de la section}$$

VERIFICATIONS SIMPLIFIEES INSPIREES DE L'EUROCODE 5

Flexion simple à l'ELU :

Critère de résistance d'une section à la flexion simple :

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_h \times f_{m,d}} \leq 1$$

Cisaillement à l'ELU :

Critère de résistance d'une section au cisaillement :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

Flèches à l'ELS :

Valeurs limites des flèches :

$$\begin{aligned} u_{net,inst} &\leq \frac{L}{300} \\ u_{net,fin} &\leq \frac{L}{250} \end{aligned}$$

NOTATIONS SIMPLIFIEES INSPIREES DE L'EUROCODE 5

Flexion simple à l'ELU :

- $\sigma_{m,d}$ contrainte max. de flexion (sur les fibres extrêmes) engendrée par le moment de flexion M_f à l'ELU
- $f_{m,k}$ Résistance caractéristique à la flexion du bois
- γ_M coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'ELU
- k_{mod} coefficient modificatif pour classes de service et classes de durée de charges
- k_h coefficient modificatif tenant compte de la hauteur de la poutre
- $f_{m,d}$ résistance de calcul à la flexion du bois $f_{m,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$

Cisaillement à l'ELU :

- τ_d contrainte max. de cisaillement engendrée par l'effort tranchant V à l'ELU
- $f_{v,k}$ Résistance caractéristique au cisaillement du bois
- γ_M coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'ELU
- k_{mod} coefficient modificatif pour classes de service et classes de durée de charges
- $f_{v,d}$ résistance de calcul au cisaillement du bois $f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$

Flèches à l'ELS :

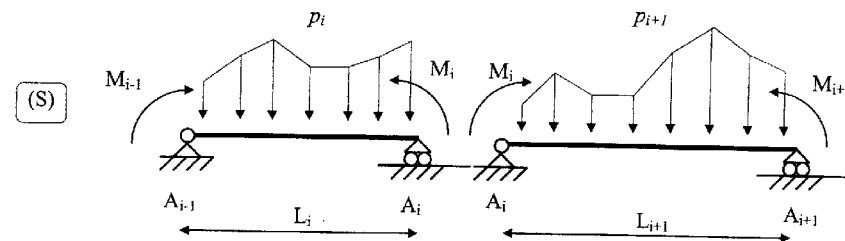
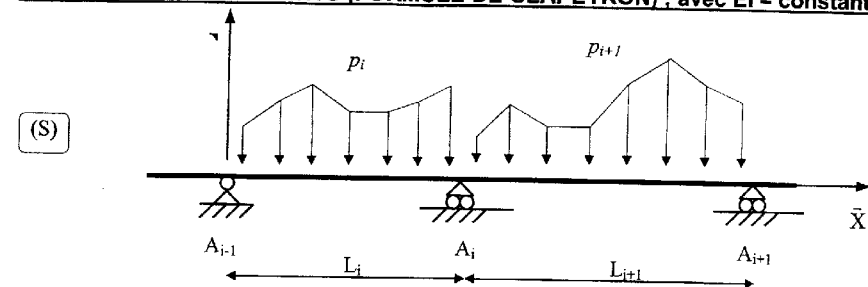
- u_0 contreflèche
- $u_{net,inst}(g)$ flèche instantanée due aux charges permanentes
- $u_{net,inst}(s)$ flèche instantanée due aux actions variables
- $u_{net,inst} = u_{net,inst}(g) + u_{net,inst}(s) - u_0$ flèche nette instantanée
- k_{def} coefficient prenant en compte l'augmentation de la déformation en fonction du temps sous les effets du fluage et de l'humidité
- $u_{net,fin}(g) = u_{net,inst}(g) \times (1 + k_{def})$ flèche finale due aux charges permanentes prenant en compte le fluage et l'humidité
- $u_{net,fin}(s) = u_{net,inst}(s)$ flèche finale due aux charges permanentes prenant en compte le fluage et l'humidité (car l'altitude de la construction est inférieure à 1000 m)
- $u_{net,fin} = u_{net,fin}(g) + u_{net,fin}(s)$ flèche finale prenant en compte le fluage et l'humidité

BTE4ENC6

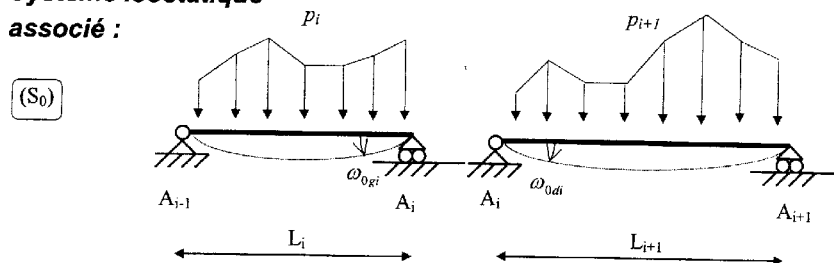
[illegible]

Dans le tableau, M_i, M_j, M_i', M_j' , sont les extrêmes des fonctions $m_i(x)$ et $m_j(x)$ et $m_i(x)$ et $m_j(x)$ sont algébriques.

THEOREME DES 3 MOMENTS (FORMULE DE CLAPEYRON) ; avec $EI = \text{constante}$

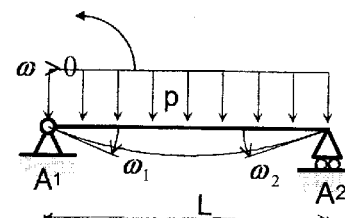


Système isostatique associé :



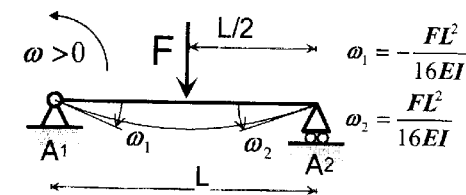
$$L_i M_{i-1} + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + L_{i+1} M_{i+1} = 6EI(\omega_{0di} - \omega_{0gi})$$

FORMULAIRE : ROTATIONS AUX APPUIS



$$\omega_1 = -\frac{pL^3}{24EI}$$

$$\omega_2 = \frac{pL^3}{24EI}$$



$$\omega_1 = -\frac{FL^2}{16E}$$

$$\omega_2 = \frac{FL^2}{16EI}$$