

SESSION 2005

BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR

Spécialité Travaux Publics

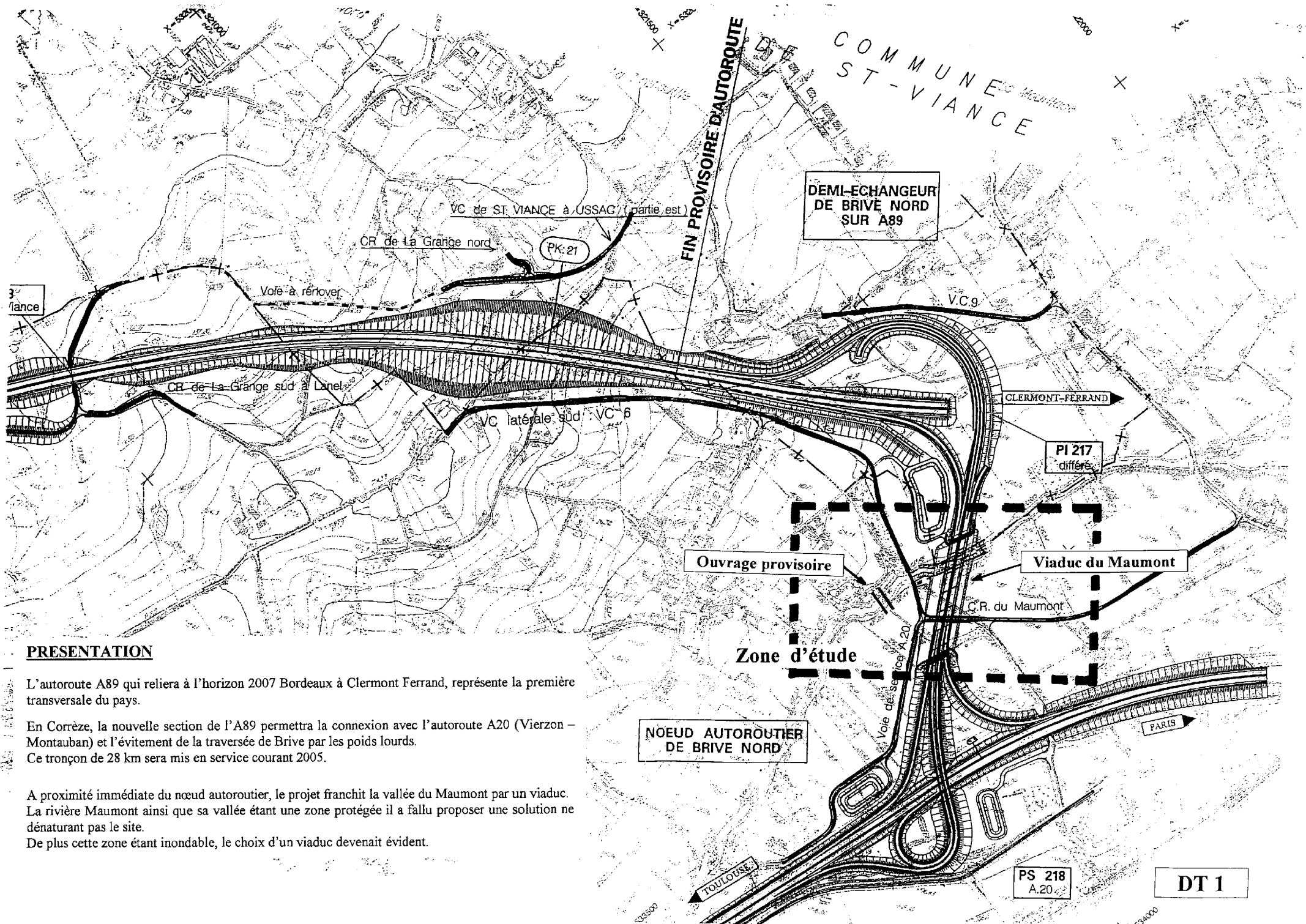
EPREUVE E4

U 41 : MECANIQUE

DOSSIER DOCUMENTS TECHNIQUES
------------------------------

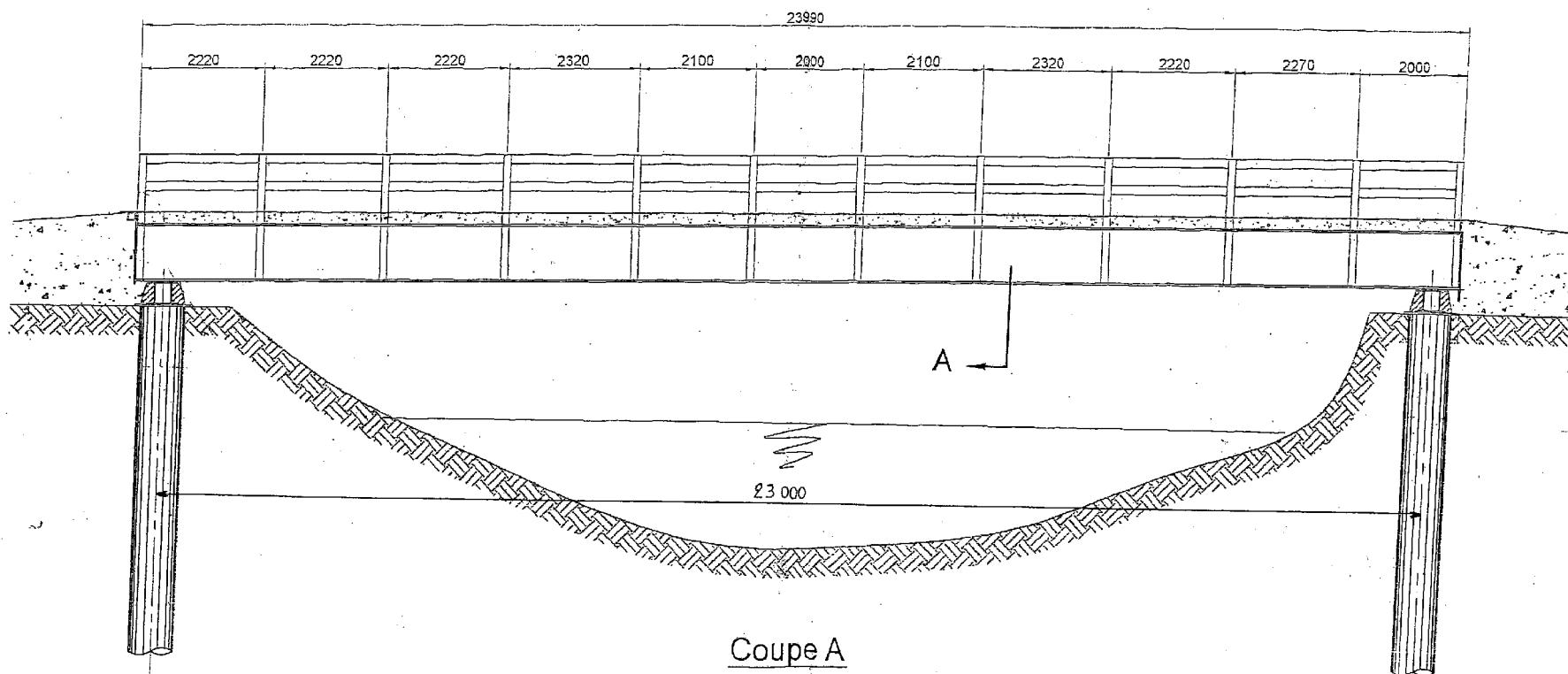
## **COMPOSITION DU DOSSIER DOCUMENTS TECHNIQUES :**

- DT 1 : Présentation générale
- DT 2 : Elévation et coupe A de l'ouvrage provisoire
- DT 3 : Vue en plan et coupe longitudinale du viaduc
- DT 4 : Coupes transversales du viaduc
- DT 5 : Elévation et coupe de la pile P2
- DT 6 : Extrait catalogue des caractéristiques des profilés  
Tableau des sections d'armatures  
Formule des 3 moments
- DT 7 : Essai pressiométrique et extrait du fascicule 62
- DT 8 : Extrait du BAEL 99

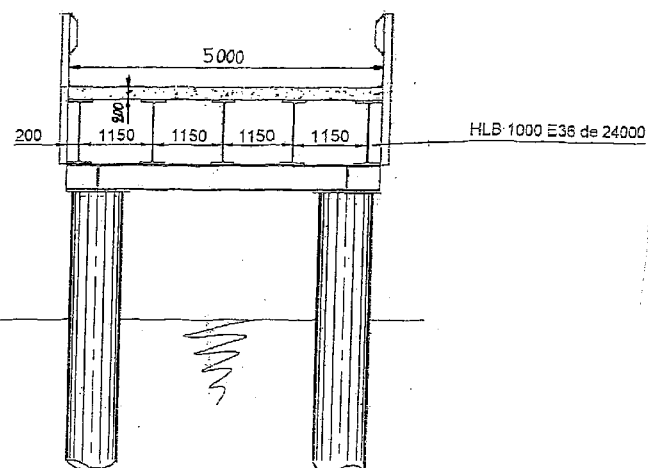


# OUVRAGE PROVISOIRE

Vue en élévation



Coupe A

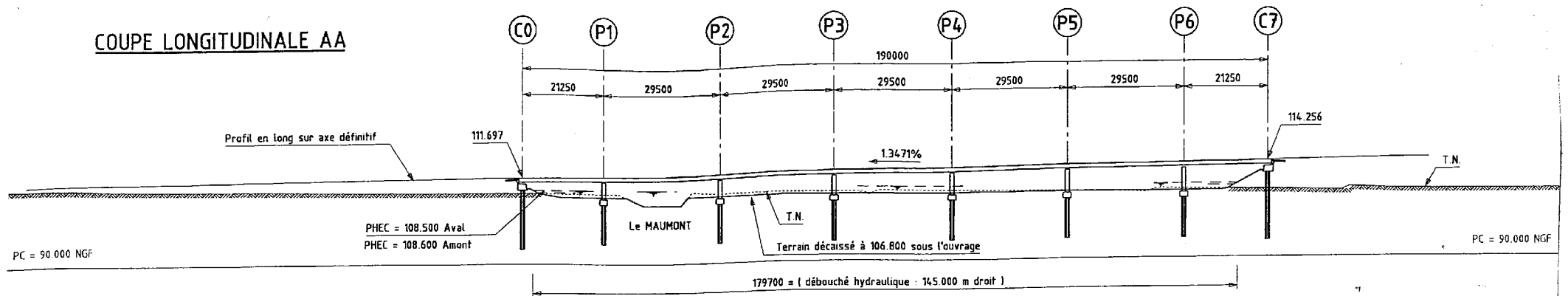


Echelle non normalisée

DT 2

# VIADUC DU MAUMONT

## COUPE LONGITUDINALE AA

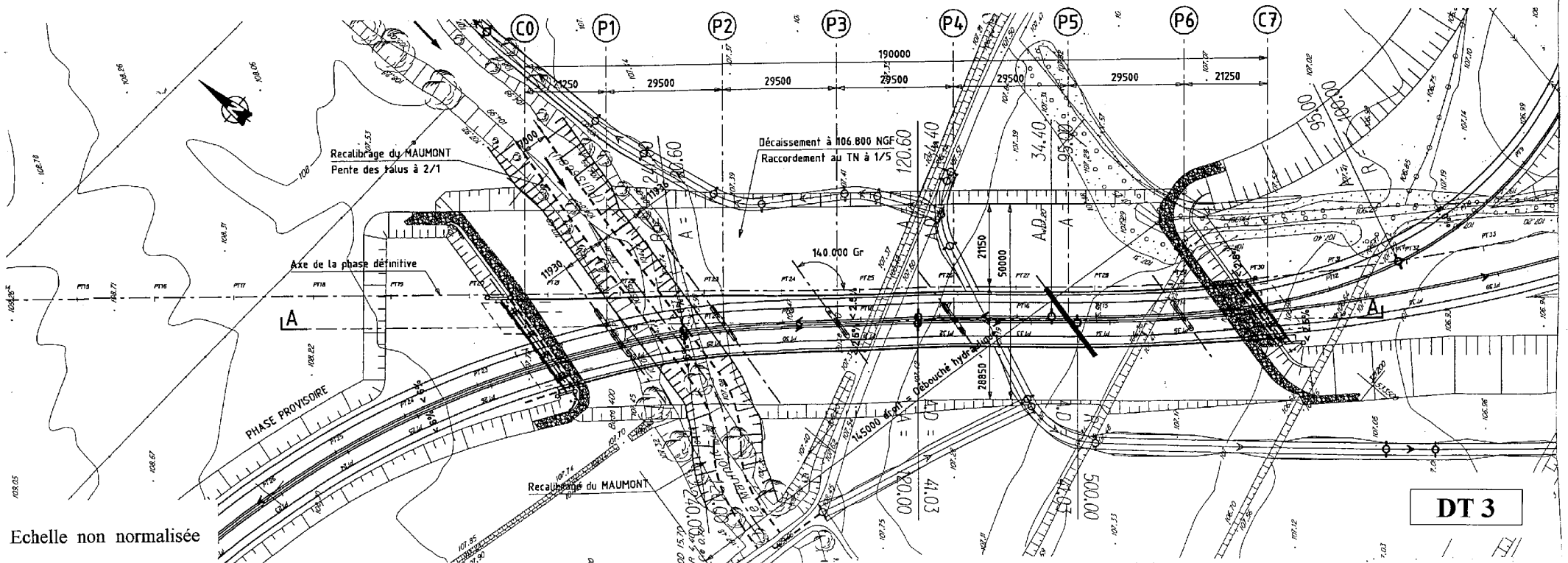


BORDEAUX

## VUE EN PLAN

Biais = 140.000 Gr  
k = 1.2361

CLERMONT

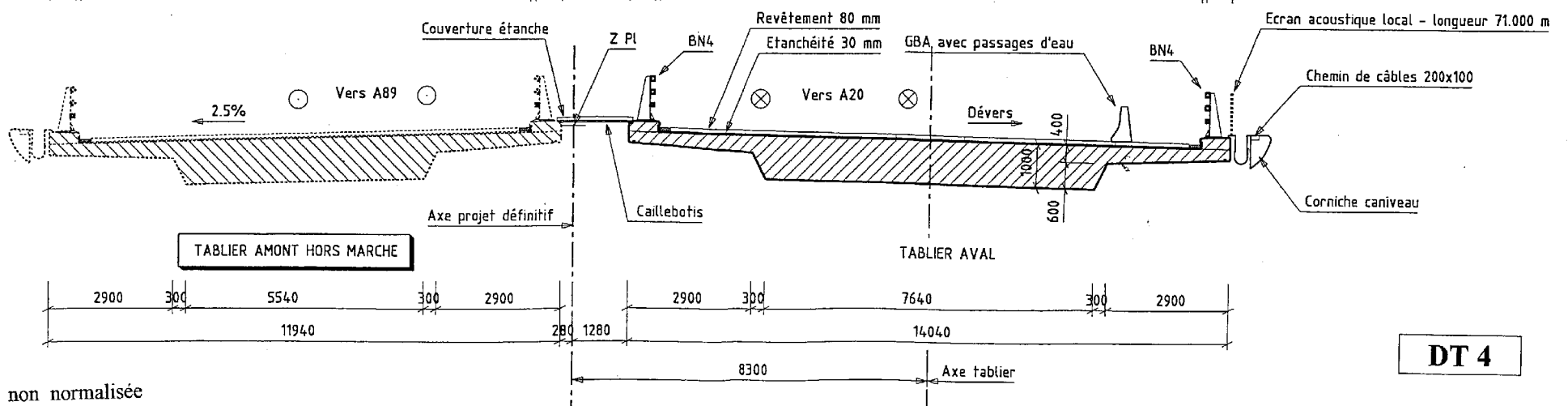
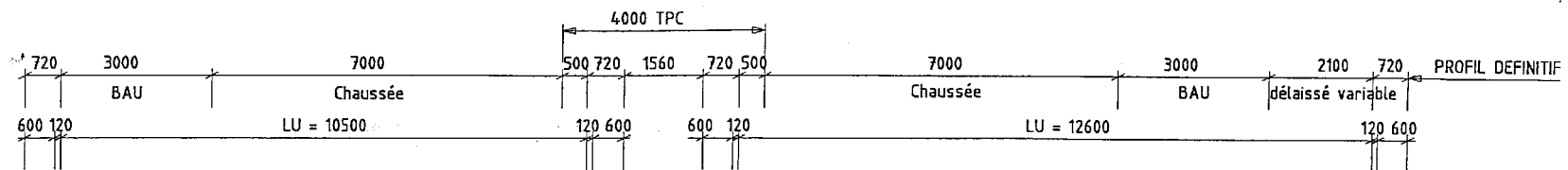
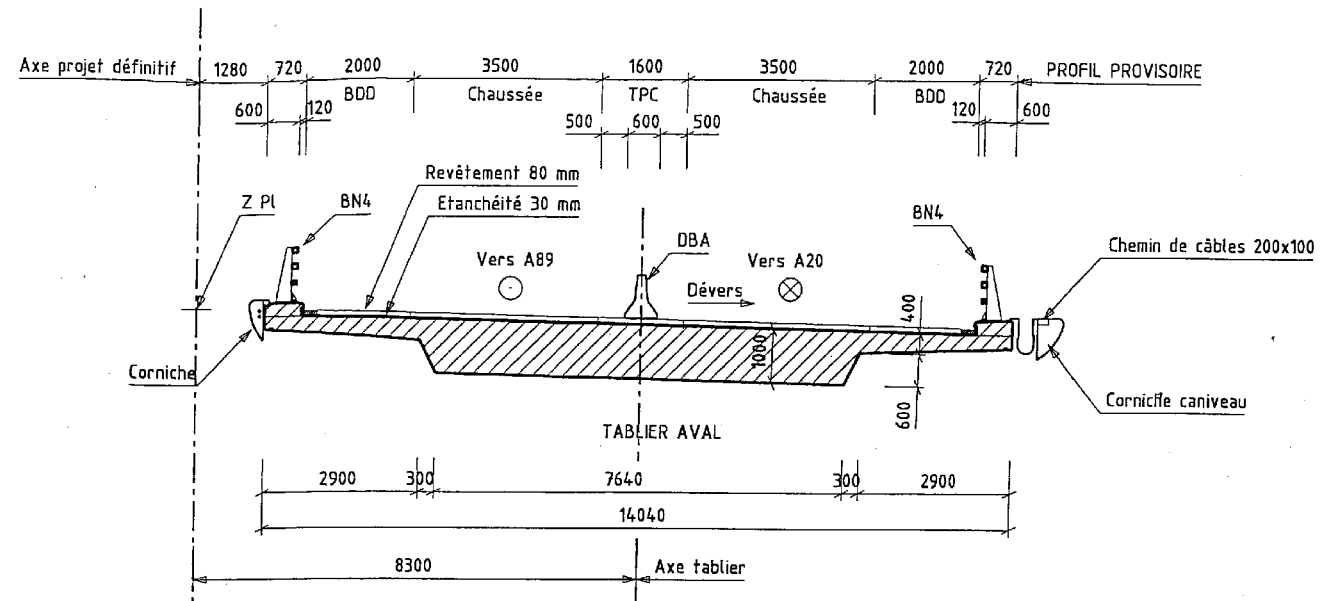


Echelle non normalisée

# VIADUC DU MAUMONT

## COUPE TRANSVERSALE TYPE

Nota  
Les coupes sont faites au droit d'une zone de largeur constante

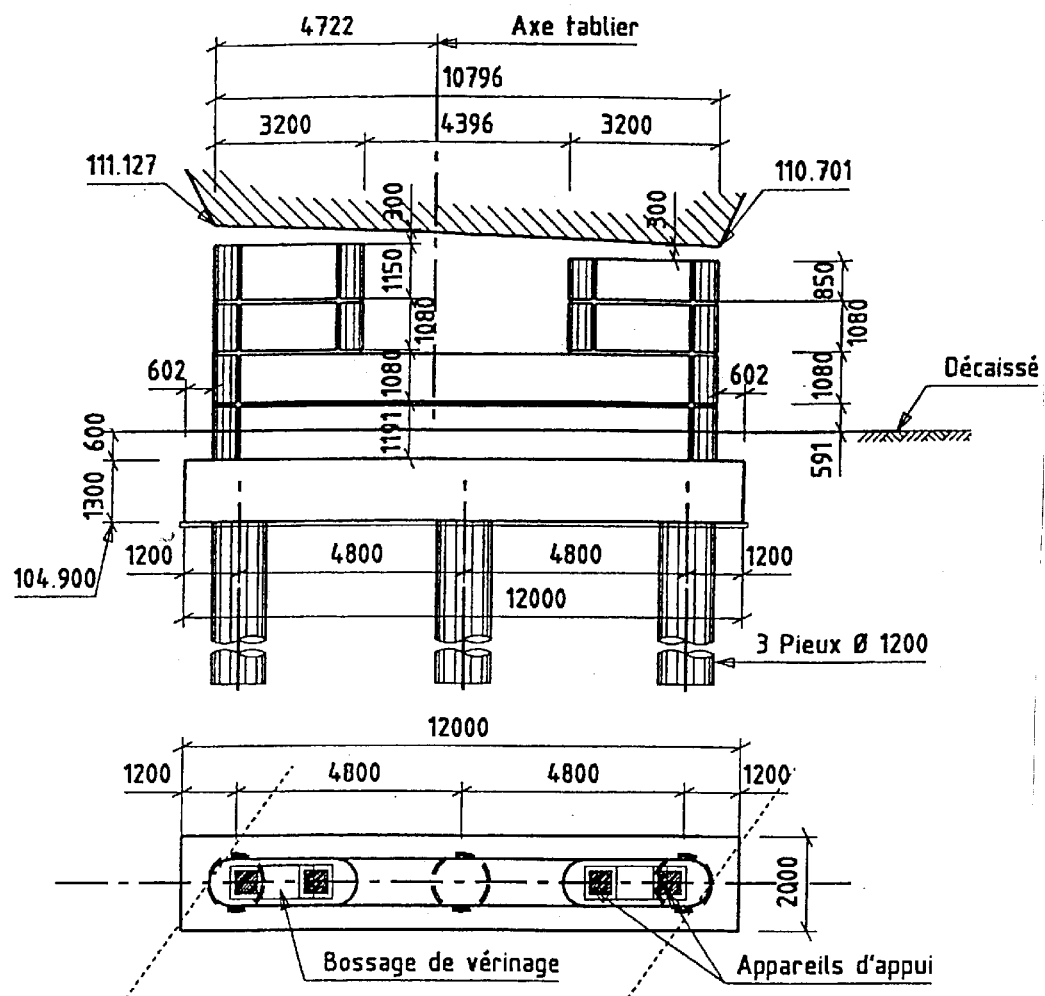


Echelle non normalisée

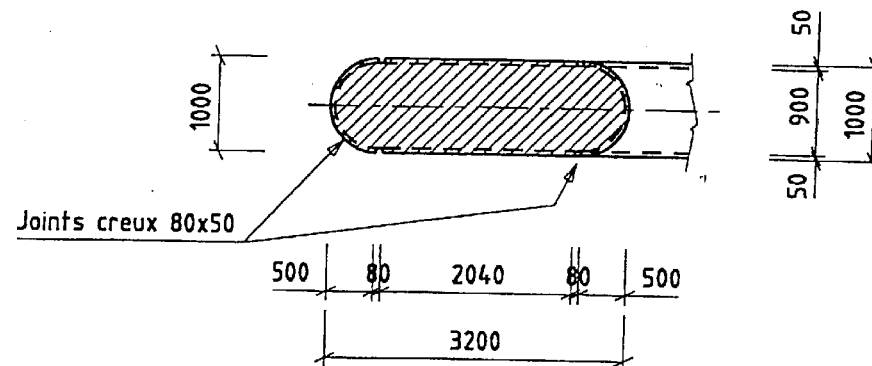
DT 4

# VIADUC DU MAUMONT

## ELEVATION PILE P2



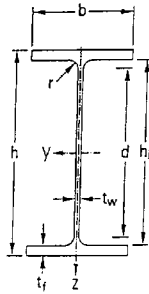
## VUE EN PLAN



Echelle non normalisée

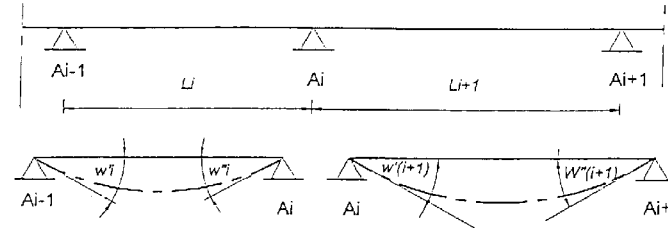
DT 5

# HE / HL



## Formule des 3 moments :

$$L_i M_{A(i-1)} + 2(L_i + L_{i+1})M_{A_i} + L_{i+1} M_{A(i+1)} = 6EI (w'_{i+1} - w''_i)$$



Avec

- $M_{A_i}$  = moment de flexion dans la poutre continue sur l'appui d'indice i
- $w'_{i+1}$  et  $w''_i$  = rotations d'extrémité (appui  $A_i$ ) dans les travées isostatiques de référence i et i+1

Les rotations d'extrémités, pour une travée isostatique uniformément chargée

valent :  $\frac{PL^3}{24EI}$  (en valeur absolue)

avec :

P = charge répartie

L = longueur de travée

E = module de déformation longitudinal du matériau

I = moment quadratique constant pour la poutre dans la travée étudiée

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte												
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						
G kg/m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	S <sub>s</sub> mm	I <sub>T</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>ω</sub> × 10 <sup>4</sup> cm <sup>6</sup>	
HE 1000 AA	222	406500	8380	9777	37.95	172.2	9501	633.4	1016	5.80	93.1	403.4	21280
HE 1000 A	272	553800	11190	12820	39.96	184.6	14000	933.6	1470	6.35	113.6	822.4	32070
HE 1000 B	314	644700	12890	14860	40.15	212.5	16280	1085	1716	6.38	126.1	1254	37640
HE 1000 M	349	722300	14330	16570	40.32	235	18460	1222	1940	6.45	136.1	1701	43020
HE 1000 x 415	415	853100	16730	19570	40.17	288.6	21710	1428	2298	6.41	153.1	2713	51080
HE 1000 x 494	494	1028000	19840	23410	40.42	344.5	26820	1736	2818	6.53	174.1	4433	64010
HL 1000 x 296	296	618700	12600	14220	40.52	181.5	28850	1443	2235	8.75	105.6	756.9	65670
HL 1000 A	321	696400	14070	15800	41.27	184.6	33120	1656	2555	9	113.6	1021	76030
HL 1000 B	371	812100	16240	18330	41.48	212.5	38480	1924	2976	9.03	126.1	1565	89210
HL 1000 M	412	909800	18050	20440	41.66	235	43410	2160	3348	9.10	136.1	2128	101500
HL 1000 x 477	477	1047000	20670	23530	41.5	282.8	49610	2456	3838	9.03	150.6	3159	117000
HL 1000 x 554	554	1232000	23880	27500	41.79	328	59100	2897	4547	9.15	168.6	4860	141300
HL 1000 x 642	642	1451000	27680	32100	42.12	379.6	70280	3412	5379	9.27	189.1	7440	170700
HL 1100 A	343	867400	15920	18060	44.58	206.5	33120	1656	2568	8.71	103.4	1037	92710
HL 1100 B	380	1005000	18280	20780	44.98	230.6	38480	1924	2988	8.8	115.4	1564	108700
HL 1100 M	433	1126000	20320	23160	45.19	254.4	43410	2160	3362	8.87	125.4	2130	123500
HL 1100 R	499	1294000	23150	26600	45.14	300.4	49980	2468	3870	8.87	139.4	3135	143400

Tableau des sections d'armatures :

Poids au mètre	Diam. $\phi$ (mm)	Section (cm <sup>2</sup> )	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	Périmètre d'une barre (cm)
0.222	6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82	3.39	1.885
0.395	8	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.51	4.02	4.52	5.02	6.03	2.513
0.617	10	0.79	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.07	7.85	9.42	3.142
0.888	12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.04	10.18	11.31	13.57	3.770
1.208	14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	18.47	4.400
1.578	16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.10	14.07	16.13	18.15	20.17	24.13	5.027
2.466	20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.93	25.13	28.27	31.42	37.70	6.283
3.853	25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	58.90	7.854
6.313	32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	96.51	10.053
9.865	40	12.56	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	150.80	12.566

# SOLEN Géotechnique

- GEOTECHNIQUE - ENVIRONNEMENT  
- INGENIERIE - ESSAIS - CONTROLES

SOLEN Géotechnique  
23 Avenue du Mirail 33370 ARTIGUES PRES BORDEAUX  
Tel:05.57.77.01.60 Fax:05.56.32.55.07

Fiche MPS E01-31  
Rev 0 24/12/97

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD: NF P94110

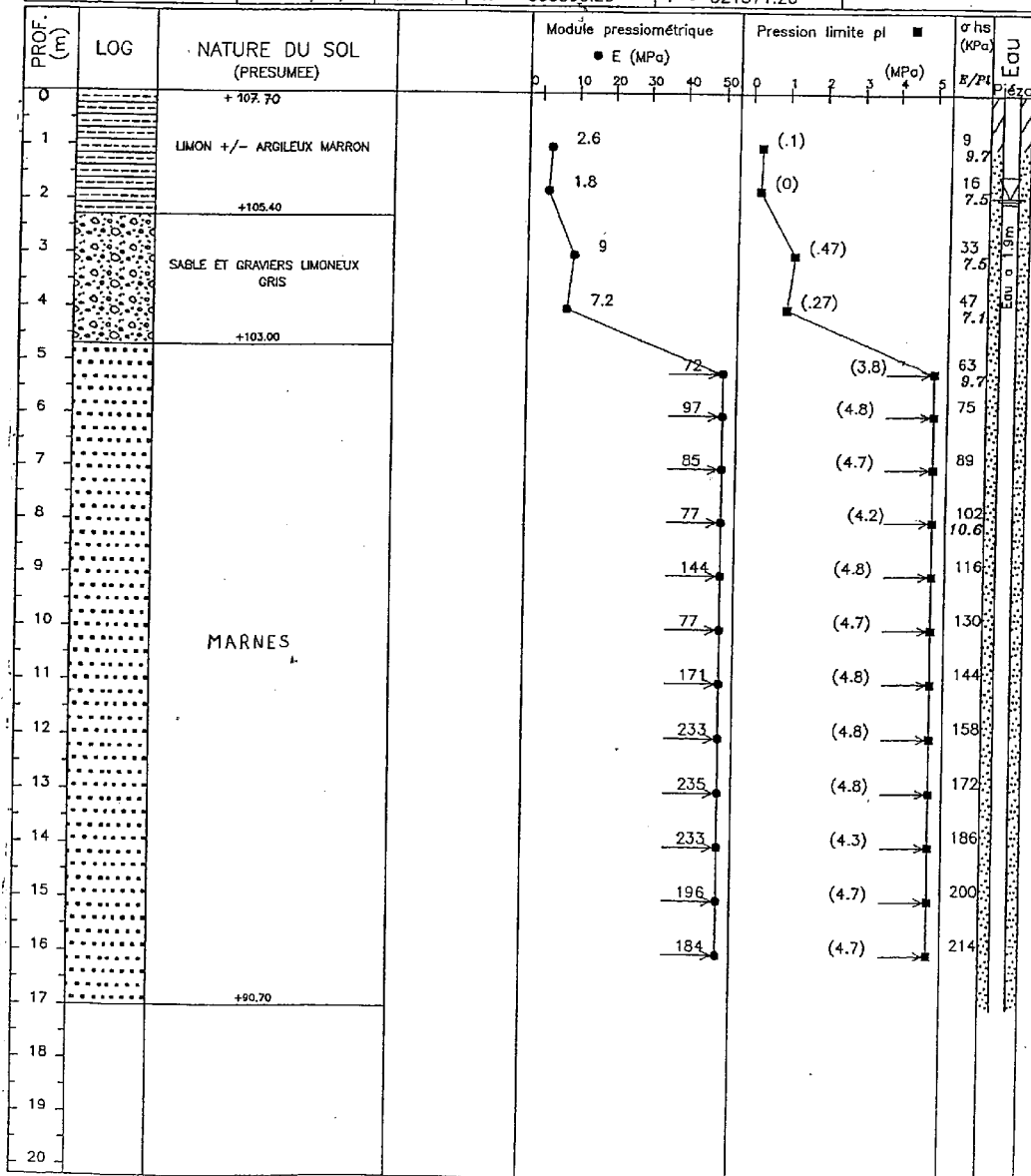
Chantier:A89 SECTION 4-3

LE MAUMONT

SP2

Sondage	de	a	diam.	fluide
ROTATION	0.00 m	4.80 m	63 mm	Boue
ROTOPERCUSSION	4.80 m	17.00 m	66 mm	Boue
TUBAGE	0.00 m	4.80 m	89 mm	

Dossier : 154LG38 Date :11/10/01 Folio : 1 X = 533390.20 Y = 321371.20



## Extrait du fascicule 62

### Annexe C.3

#### ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul de la contrainte de rupture sous la pointe qu et du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  d'un élément de fondation profonde à partir des résultats de l'essai au pressiomètre Ménard.

#### ARTICLE 2. : CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE qu

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p \cdot p_{le}$$

$p_{le}$  désigne la « pression limite nette équivalente ». Sauf indication différente du marché, elle est calculée suivant la méthode exposée à l'annexe E.2.

Sauf indication différente du marché, la valeur de  $k_p$ , dit facteur de portance, est fixée par le tableau I ci-après en fonction de la nature de la formation concernée et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation, quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci.

Si elle n'est pas fixée par le marché, la classification des formations dans l'une ou l'autre des catégories définies dans le tableau est fixée par le maître d'œuvre sur proposition de l'entreprise.

TABLEAU I : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE  $k_p$

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES (1) (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de  $k_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

### Annexe E.2

$p_{le}$ , pression limite équivalente, est une pression limite pondérée, qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu.

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot p_{l3}}$$

Les trois valeurs sous le radical représentent respectivement les pressions limites mesurées un mètre au dessus de la pointe du pieu, au niveau de cette pointe et un mètre au dessous

## EXTRAITS DU BAE

### CHAPITRE A.2 CARACTÈRES DES MATÉRIEAUX

A.2.1.12. - La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement\* définie par la relation :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$   
dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).  
Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60$  MPa.

### CHAPITRE A.4. JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES SOUMISES À DES SOLlicitATIONS NORMALES

Article A.4.3. - Etat limite ultime de résistance.

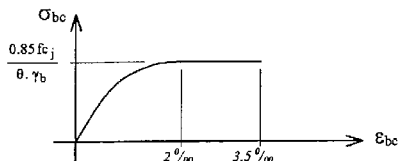
A.4.3.4. - Diagrammes déformations-contraintes du béton.

A.4.3.41. - Le diagramme déformations  $\epsilon_{bc}$  contraintes  $\sigma_{bc}$  du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

Il comporte un arc de parabole de second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression  $\sigma_{bc}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations  $\epsilon_{bc}$  et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs  $2 \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc0}}$  et  $3,5 \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc0}}$  de la déformation  $\epsilon_{bc}$ . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées  $\epsilon_{bc} = 2 \frac{\sigma_{bc0}}{\sigma_{bc0}}$  et  $\sigma_{bc} =$

$$\frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.



Le coefficient  $\gamma_b$  vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

### CHAPITRE A.8. DISPOSITIONS PARTICULIÈRES À CERTAINS ÉLÉMENTS

Article A.8.1. - Éléments comprimés.

A.8.1.1. - Généralités.

Le présent article est applicable à toutes les pièces notablement comprimées ; celles-ci doivent comporter des armatures longitudinales et transversales (respectivement parallèles et perpendiculaires à l'effort de compression appliqué) satisfaisant aux règles qui suivent (A.8.1.2. et A.8.1.3.).

A.8.1.2. - Armatures longitudinales.

A.8.1.21. - La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures. D'autre part, la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section totale de béton comprimé sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement de ces barres.

A.8.1.22. - Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier dans une pièce de section rectangulaire la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

- la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm ;
- 40 cm

### CHAPITRE B.8. POTEAUX

Article B.8.2. - Combinaisons d'actions à considérer.

B.8.2.1. - Poteaux soumis à une compression « centrée ».

B.8.2.10. - Définition.

Un poteau est réputé soumis à une compression « centrée » s'il n'est sollicité en plus de l'effort normal de compression que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance des éléments qui lui sont liés et qui ne conduisent par ailleurs qu'à de petites excentricités de la force extérieure.

B.8.2.11. - Poteaux soumis uniquement aux actions dues à des charges permanentes et à des charges d'exploitation.

Les combinaisons d'actions sont celles définies pour les poutres à l'article B.6.1.21.

$Q_{d0}$  représente alors l'action des charges d'exploitation évaluée au niveau considéré en faisant application s'il y a lieu de la loi de dégression dans les bâtiments à étages.

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :  $1,35 G + 1,5 Q_d$

B.8.2.12. - Poteaux soumis aux actions dues à des charges permanentes, des charges d'exploitation et au vent.

L'action du vent sur des poteaux soumis à une compression « centrée » ne peut se présenter que lorsque ces poteaux constituent membrure comprimée ou tendue d'un dispositif de contreventement.

Les combinaisons d'actions sont celles définies pour les poutres à l'article B.6.1.22.,  $Q_B$  étant défini à l'article B.8.2.11.

Dans les cas les plus courants, les quatre combinaisons d'actions à considérer sont :

- (1)  $1,35 G + 1,5 Q_d$
- (2)  $1,35 G + 1,5 Q_d + W$
- (3)  $1,35 G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 Q_d$
- (4)  $G + 1,5 W$

où le produit  $1,3 \psi_0$  prend les valeurs indiquées à l'article B.6.1.22.

B.8.2.2. - Autres poteaux.

Ce sont en particulier les poteaux d'ossatures calculées en portiques sous l'action des charges de pesanteur et du vent.

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles définies à l'article B.6.1.22. pour les poutres,  $Q_d$  ayant cependant la même définition qu'en B.8.2.11.

Article B.8.3. - Longueur de flambement.

La longueur de flambement  $l_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $l_0$  des pièces et de leurs liaisons effectives.

B.8.3.1. - Evaluation de la longueur libre.

La longueur libre  $l_0$  d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa 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 est comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher haut du sous-sol au sommet du poteau.

B.8.3.2. - Cas du poteau isolé.

S'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur  $l_f$  est prise égale à :

- $2 l_0$  si le poteau est libre à une extrémité et encastré à l'autre ;
- $l_0$  si le poteau est articulé aux deux extrémités ;
- $l_0$  si le poteau est encastré 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 du poteau, et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;
- $l_0/\sqrt{2}$  si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre ;
- $l_0/2$  si le poteau est encastré 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 du poteau, et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

Article B.8.4. - Justification des poteaux.

B.8.4.1. - Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression « centrée ».

Les poteaux rentrant dans cette catégorie sont définis en B.8.2.1.

Par ailleurs, les conditions de mise en œuvre et, en particulier, la qualité des coffrages doivent être telles que l'imperfection de rectitude des poteaux puisse être estimée au plus égale à la plus grande des deux valeurs 1 cm et  $l/500$ .

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{u \lim} = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_s}{\gamma_s} \right]$$

expression dans laquelle :

$A$  est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$B_r$  est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$\gamma_b = 1,5$  ;

$\gamma_s = 1,15$  ;

$\alpha$  est un coefficient, fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[ \frac{\lambda}{35} \right]^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \alpha = 0,6 \left[ \frac{50}{\lambda} \right]^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Les valeurs de  $\alpha$  sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte  $f_{cj}$  au lieu de  $f_{c28}$  et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10).

Lorsque l'élanement est supérieur à 35, il ne peut, sans justifications plus précises, être tenu compte que des armatures disposées de façon à augmenter le plus efficacement possible la rigidité du poteau dans le sens où son moment d'inertie est le plus faible.

B.8.4.2. - Dispositions constructives des poteaux à compression centrée. Les dispositions constructives des poteaux à compression centrée sont celles précisées à l'article A.8.1.