

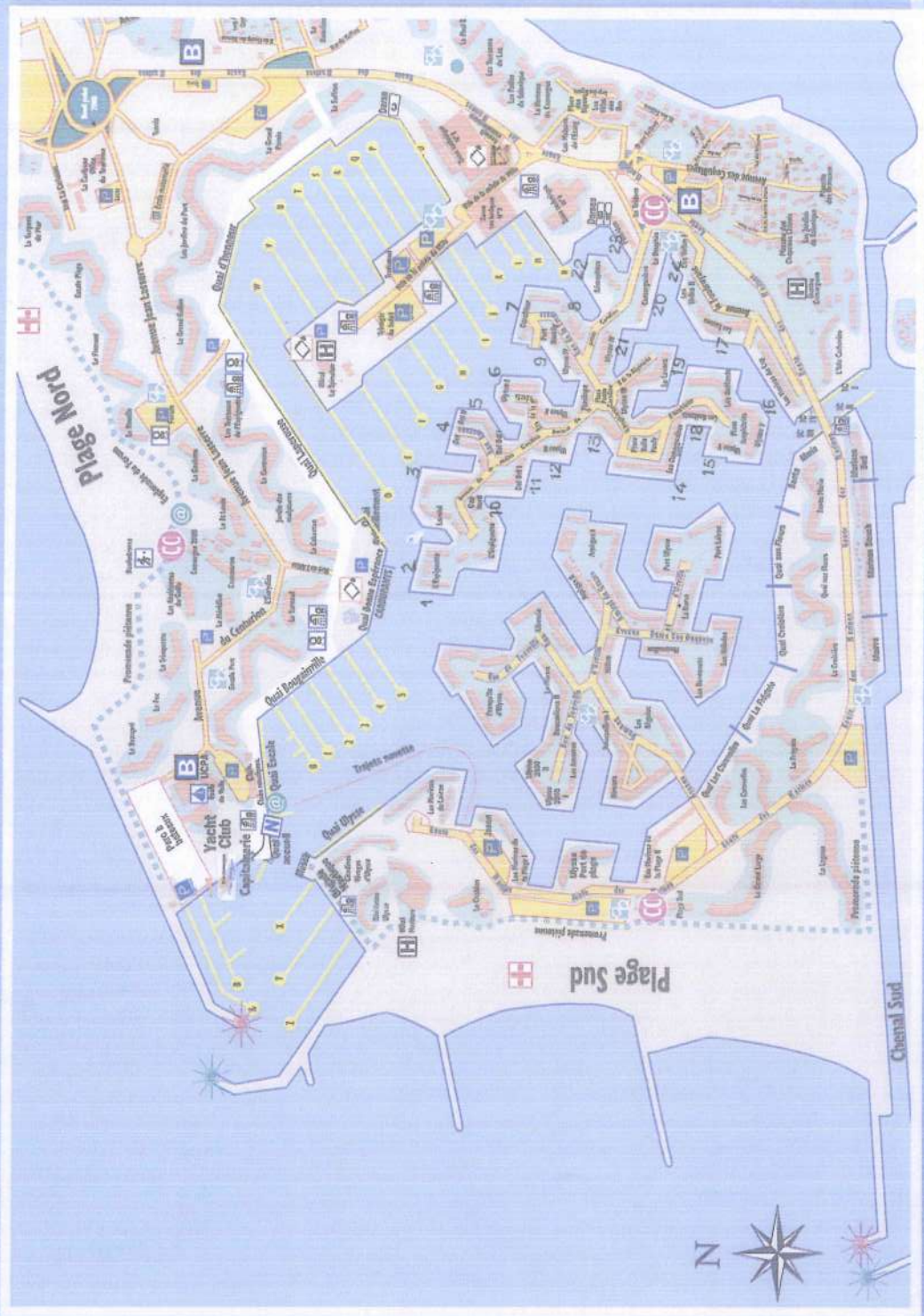
ANNEXE B
















SCHEMA D' ENSEMBLE – REPERAGE

OBSERVATIONS VISUELLES
DE L' ETAT EXTERIEUR – CROQUIS

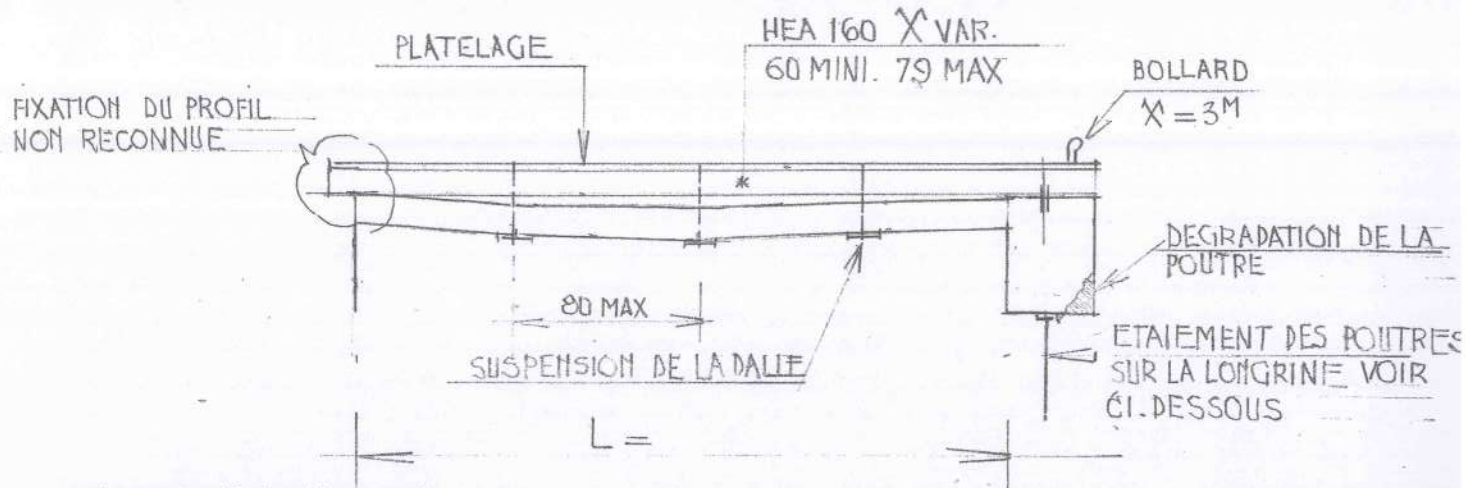
PHOTOGRAPHIES DES ZONES
NON VISIBLES DE L' EXTERIEUR

LE PORT DE PLAISANCE, LA STATION NAUTIQUE

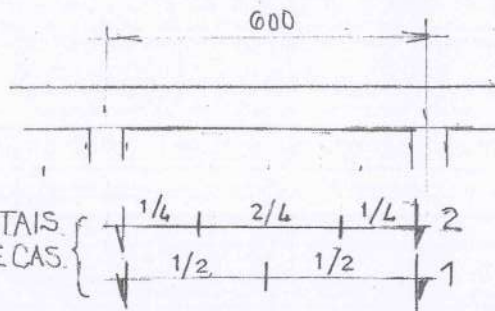
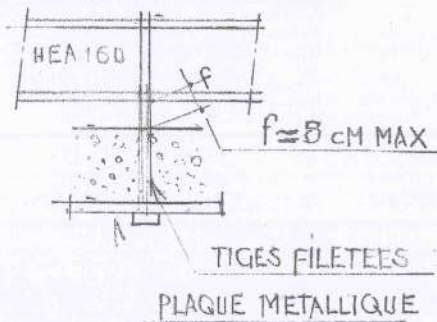


-  Douches/WC réservés aux plaisanciers
-  WC publics
-  Parking publics
-  Parking plaisanciers
-  Pompes de vidange pour huiles / eaux noires / eaux grises
-  Point propre (collecte déchets)
-  Tri sélectif
-  Huiles usagées
-  Plan incliné
-  Centres commerciaux
-  École de voile
-  Poste de secours
-  Navette portuaire
-  Point internet
-  Hôtel
-  Arrêt de bus

RELEVÉ VISUEL DES OUVRAGES EXISTANTS



SUSPENSION DALLE HEA



BETON DE BLOCAGE

LES EXTREMITES LAISSENT APPARAÎTRE UN MAUVAISE QUALITE DU BETON DE BLOCAGE

APPUIS DES POITRES

FISSURE APPARENTE SUR CERTAINS DES APPUIS

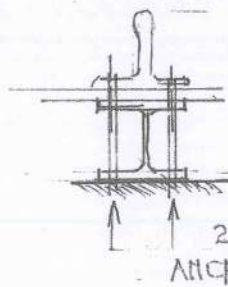
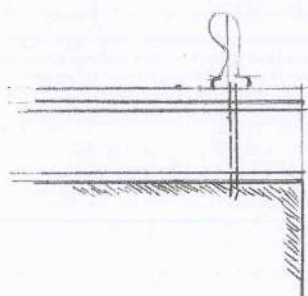
POSE A SEC ?

PLOT

PLAQUE METALLIQUE
(BLOQUE LES POITRES ENTRE-ELLES)

CES PLAQUES METALLIQUES NE SONT PAS GENERALISEES A TOUS LES APPUIS

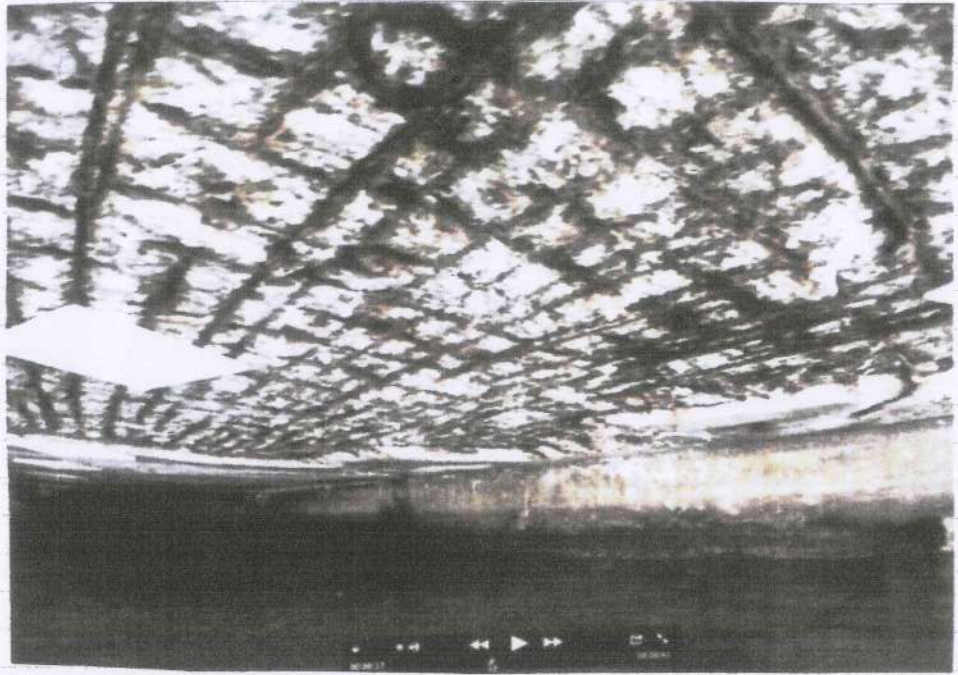
PRINCIPE DE FIXATION DES BOLLARDS



DESCRIPTION DES QUAIS PAR GROUPE DE MARINAS

(REPERES 1 A 24 SUR DOCUMENTS PLAN NAUTIQUE PORT CAMARGUE)

REP.	DESIGNATION DES MARINAS	DALLES	POUTRES	OBSERVATIONS		
1	L'ESPIQUETTE	dalle b.d dégradée suspendue aux profils HEA 160 + plâtrage	Poutres dégradées	Pas d'étais sous poutres		
2						
3	LORELEÏ	Idem L'ESPIQUETTE	Idem L'ESPIQUETTE	2 Etais sous poutres		
4	DEL SOL II			dalle partiellement écroulée (en état de ruine)		
5				2 Etais sous poutres		
6	ULYSSE I			2 Etais sous poutres		
7	CORAILLEUR			Pas d'étais sous poutres		
8	NAUTILE			Pas d'étais sous poutres		
9	PORT NAUTILE			3 Etais par poutres		
10	CAP NORD			dalles b.a refaites	Poutres conservées ? dégradations reprises ?	Pas d'étais sous poutres
11	DEL SOL I			Idem L'ESPIQUETTE	Idem L'ESPIQUETTE	2 Etais sous poutres
12	ULYSSE II	dalle et poutres entièrement refaites (Metallisation ?)				
13	BARONCELLI	Idem L'ESPIQUETTE	Idem L'ESPIQUETTE	1 Etai sous poutres		
14	LES CAMARGUAISES SUD			1 Etai sous poutres		
15	ULYSSE V			Pas d'étais sous poutres		
16				2 Etais sous poutres		
17	LES LAUNES			2 Etais sous poutres		
18	LES GOELLANDS			dalle en état de ruine Pas d'étais sous poutres		
19	LEVANT	Une partie refaite dito ULYSSE II Une autre partie idem L'ESPIQUETTE		Pas d'étais sous poutres		
20	LESCAMARGUAISES	Idem L'ESPIQUETTE	Idem L'ESPIQUETTE	Pas d'étais sous poutres		
21	ULYSSE IV	IDEM CAP NORD		Pas d'étais sous poutres		
22	SEMAPHORE	Idem L'ESPIQUETTE	Idem L'ESPIQUETTE	2 Etais sous poutres		
23	POSEÏDON	Idem ULYSSE II				
24	LES VOILES	Idem L'ESPIQUETTE	Idem L'ESPIQUETTE	1 Etai sous poutres		



SOUS FACE DE LA DALLE - LONGRINE HAUTE

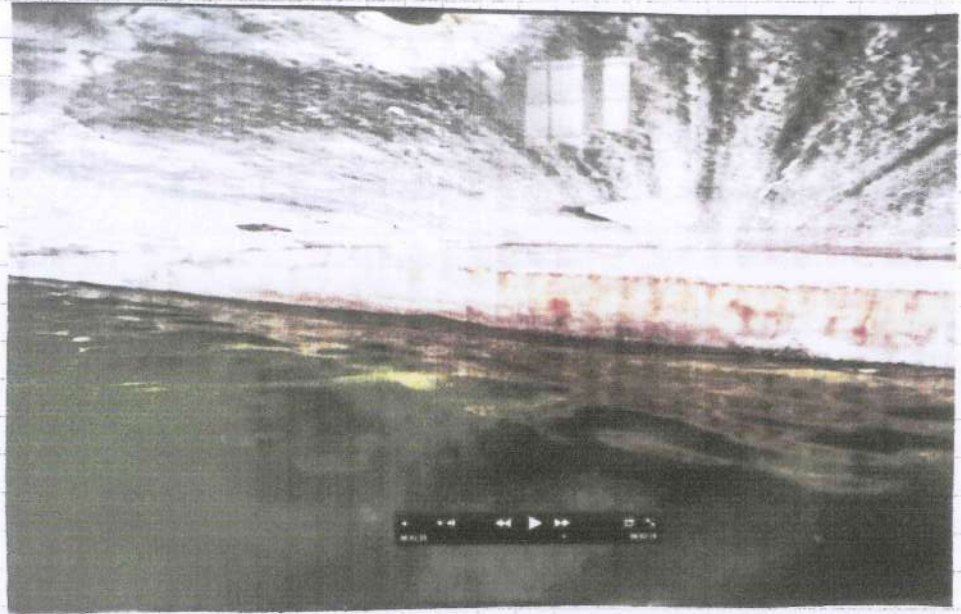


SOUS FACE DE LA DALLE - POUTRE SUPPORT



APPUI DETERIORE

ATTACHES DE LA DALLE
OXYDEES



TRACES D'OXYDATION SUR FACE
DE LA LONGRINE (HAUT DU TALUS)
(CAS PEU FREQUENT)

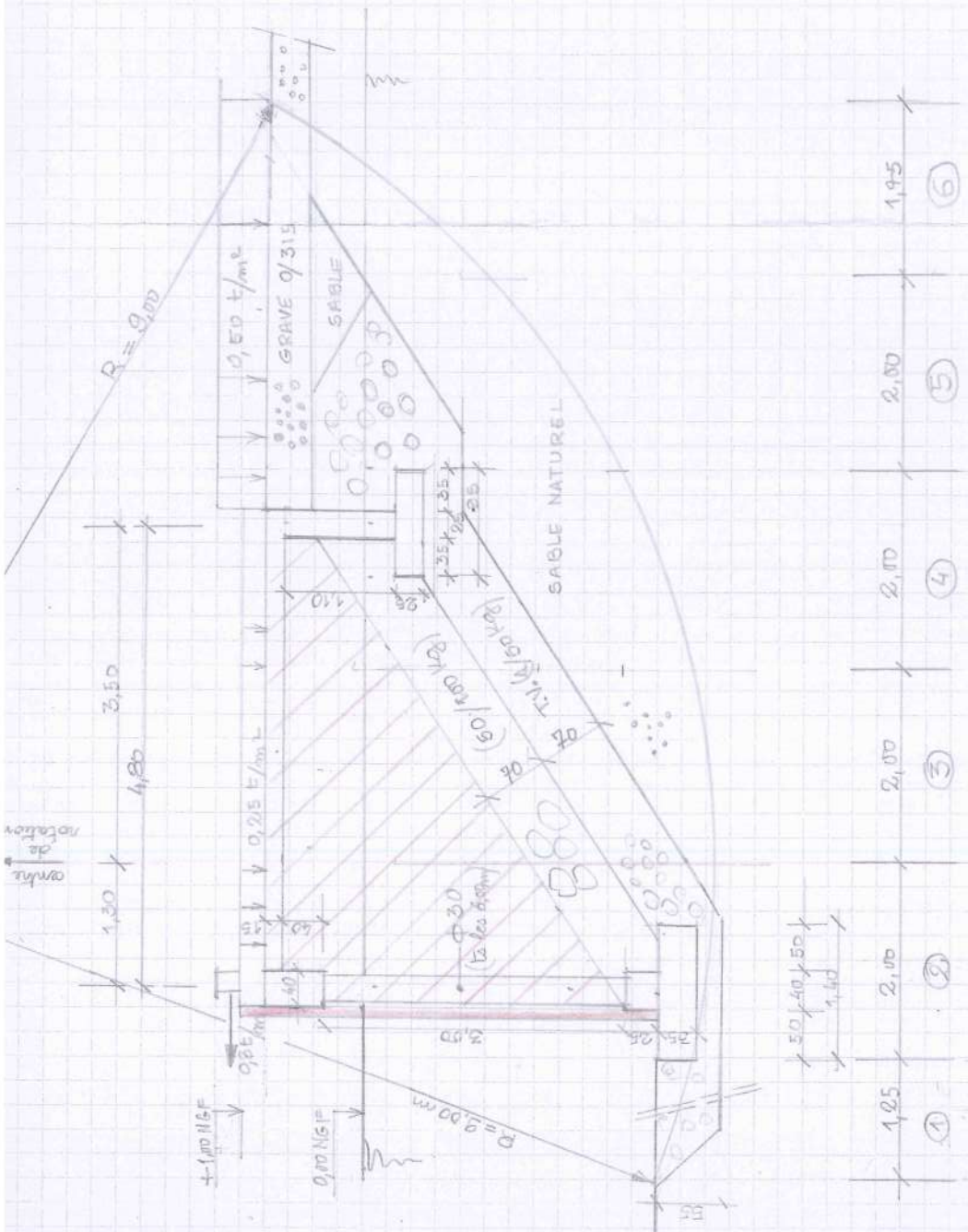


EXEMPLE D'ETAI SOUS POUTRE
(SIMPLE ETAI DE MAÇON)

ANNEXE C

**JUSTIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE
DU PROJET D'ORIGINE**

**SOLUTIONS DE REHABILITATION
POSSIBLES – JUSTIFICATION DE LEUR STABILITE
ESTIMATION DE LEUR COUT**



Stabilité d'ensemble

situation actuelle

(pour niveau de l'eau 0,00 NBF)

hypothèses	{	- angle de frottement du sable = 30°
		- cohésion du sable = 0
		- densité des ouvrages béton armé = $2,5 \text{ t/m}^3$
		- " " défonçés = $1,5 \text{ "}$
		- densité des matériaux = $1,8 \text{ "}$
		- " " défonçés = $1,1 \text{ "}$

charges	z/o	Moments/o
- tranchée 1 (remblai défonçé)		
$\frac{1}{2} (1,25 \times 0,35) \times 1,10 = 0,24 \text{ t}$	+ 2,40 m	+ 0,58
- tranchée 2 (remblai défonçé)		
$\frac{1}{2} (2,00 \times 1,30) \times 1,10 = 1,43 \text{ t}$	+ 0,66	+ 0,94
$+ \frac{1}{2} (0,60 \times 0,55) \times 1,10 = 0,43 \text{ t}$	+ 0,30	+ 0,13
- tranchée 3 (remblai défonçé)		
$2,00 \times 1,80 \times 1,1 = 4,00$	- 1,00	- 4,00
$\frac{1}{2} (2,00 \times 1,30) \times 1,1 = 1,43$	- 1,32	- 1,89
- tranchée 4 (remblai défonçé en partie)		
$\frac{1}{2} (2,00 \times 0,75) \times 1,1 = 0,83$	- 3,33	- 2,76
$+ (2,60 \times 2,00) \times 1,1 = 5,72$	- 3,00	- 17,16
$- 0,35 \times 0,25 \times 1,1 = -0,16$	- 3,50	+ 0,91
$+ \frac{1}{2} (1,50 \times 1,00) \times 1,6 = 1,20$	- 3,33	- 4,00
- tranchée 5 (remblai défonçé en partie)		
$\frac{1}{2} (2,00 \times 1,40) \times 1,1 = 1,54$	- 4,66	- 7,17
$(2,00 \times 1,25) \times 1,1 = 2,75$	- 5,00	- 13,75
$(2,00 \times 1,00) \times 1,6 = 3,20$	- 5,00	- 16,00
- tranchée 6 (remblai défonçé en partie)		
$\frac{1}{2} (1,10 \times 1,25) \times 1,1 = 0,76$	- 6,41	- 4,85
$\frac{1,10 + 1,75}{2} \times 1,00 \times 1,6 = 2,28$	- 7,17	- 16,34
$\Sigma = 25,53 \text{ t}$		$\Sigma = -85,36 \text{ t}$

charges	Z/O	moments/O
<u>ouvrages béton</u>		
- semelle inf. (immergée)		
$(1,40 \times 0,35 + 0,40 \times 0,25) \times 1,5 = 0,89$	+ 1,30	+ 1,15
- poteau (immergé)		
$\frac{1}{6,00} \left(\frac{0,30^2 \pi}{4} \times 3,00 \right) \times 1,50 = 0,05$	+ 1,30	+ 0,07
- poutre (hors d'eau)		
$0,55 \times 0,40 \times 2,5 = 0,55$	+ 1,30	+ 0,72
- semelle supérieure		
partie immergée		
$(0,25 \times 0,35 + 0,30 \times 0,25) \times 1,5 = 0,47$	- 3,50	- 1,64
partie hors d'eau		
$(0,25 \times 1,00) \times 2,5 = 0,62$	- 3,50	- 2,18
- dalle de 15		
$(0,15 \times 4,47) \times 2,5 = 1,67$	- 1,14	- 1,90
	$\Sigma = 4,25 t$	$\Sigma = -37,8 tm$
<u>surcharges</u>		
Aur dalle : $0,25 \times 5,12 = 1,28$	- 1,14	- 1,46
Aur remblai : $0,50 \times 4,00 = 2,00$	- 5,70	- 11,40
traction = 0,3 t/ml	- 4,20	- 1,26
	$\Sigma = 3,28 t$	$\Sigma = -14,12 tm$

Σ Moments de glissement

$$-85,36 - 3,78 - 14,12 = -103,26 tm$$

Σ Moments stabilisateurs

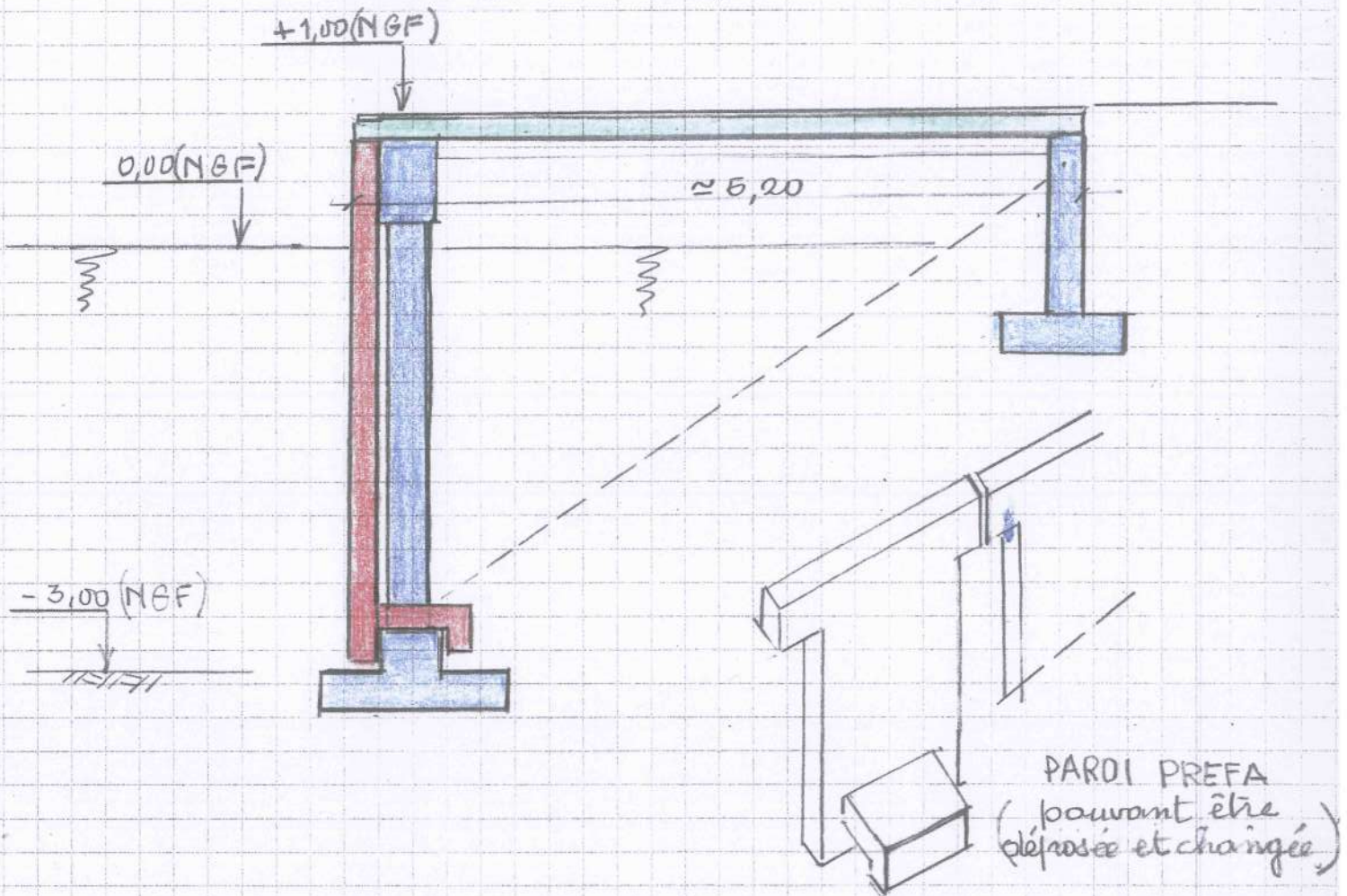
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{charges} + \text{surcharges} = 25,55 + 4,25 + 3,28 = 33,08 t \\ \text{coefficient de frottement} = \text{tg } 30^\circ = 0,577 \\ \text{rayon du cylindre de glissement} = 3,00 m \end{array} \right.$$

$$33,08 \times 0,577 \times 3,00 = 141,48 tm$$

$$\text{coef de sécurité} = \frac{141,48}{103,26} = 1,66$$

Solution ①

- Fermeture par paroi verticale préfabriquée posée sur la semelle inférieure servant d'appui au platelage sur profils existants



- paroi béton porteuse du platelage démontable
- ouvrage existant
- platelage (poutres métalliques plus platelage bois démontables pour entretien)

NOTA Une fois la poutre sur semelle dégagée des blocs et dépoté aucune intervention humaine dans l'eau n'est nécessaire

Stabilité solution ①

50

Variations des sollicitations par rapport à la situation actuelle :

- influence de la pose :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids immergé} \approx 0,20 \times 4,00 \times 1,50 = 1,2 \text{ t/ml} \\ \text{moment de glissement} : -1,50 \times 1,2 = -1,8 \text{ tm/ml} \\ \text{moment stabilisateur} : +1,2 \times 0,577 \times 3,00 = +6,2 \text{ tm/ml} \end{array} \right.$$

- influence de la suppression de la dalle

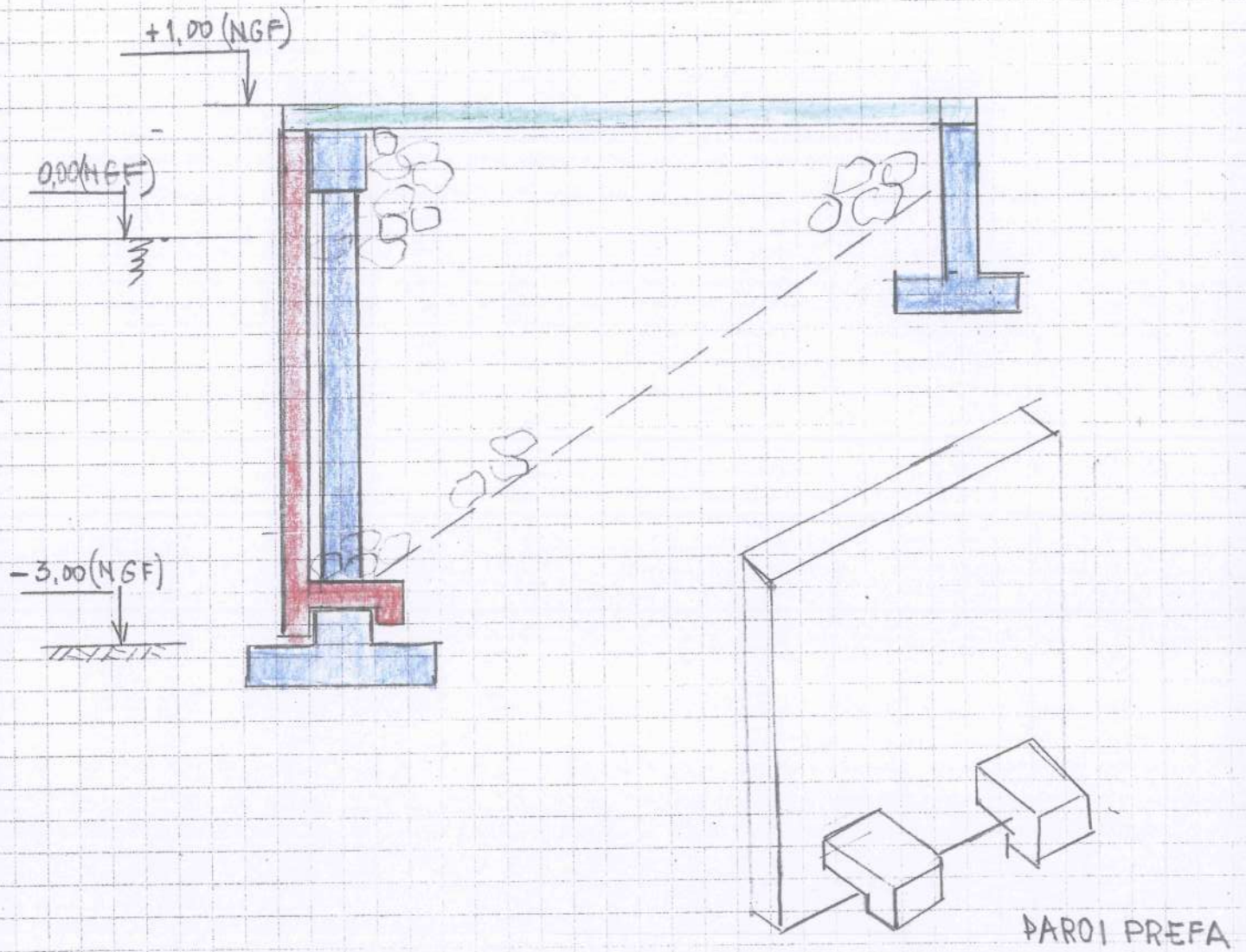
celle-ci, effondrée sur le remblai, modifie l'influence de la stabilité en passant à l'état immergé


$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids en moins} \approx -0,15 \times 4,6 (2,5 - 1,0) = -1,04 \text{ t/ml} \\ \text{moment de glissement} : -1,04 \times 1,15 = -1,20 \text{ tm/ml} \\ \text{moment stabilisateur} : -1,04 \times 0,577 \times 3,00 = -5,4 \text{ tm/ml} \end{array} \right.$$

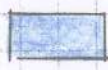
Coefficient de sécurité :


$$\begin{aligned} \Sigma M^+ \text{ stabilité} &= 171,18 + 6,2 - 5,4 = 172,0 \\ \Sigma M^- \text{ glissement} &= 103,26 - 1,8 - 1,20 = 100,0 \end{aligned} \quad \Rightarrow \frac{172,0}{100,0} = 1,72 > 1,66$$


→ légère amélioration de la stabilité d'ensemble



 paroi béton porteuse du dallage (ou pal planches)

 ouvrage existant

 dalle de 16cm (avec ou sans platelage bois)

 remplissage en calcaire concassé

NOTA

paroi préfab non démontable

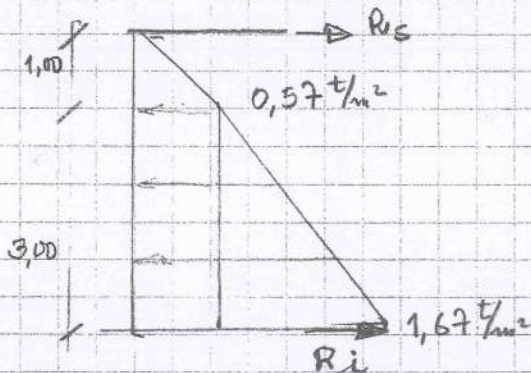
Stabilité solution ②

7C

1) - Stabilité de la semelle niveau - 3,00 par rapport au glissement sous l'effet de la poussée des remblais

- densité remblai non immergé $1,7 \text{ t/m}^3$
- densité remblai immergé $1,1 \text{ t/m}^3$
- angle de frottement du remblai 30°

- poussée niveau 0,00 $= 0,0 \text{ t/m}^2 = 0,00 \text{ t/m}^2$
- poussée niveau - 1,00 : $1,00 \times 1,7 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30^\circ}{2}\right) = 0,57 \text{ t/m}^2$
- poussée niveau - 3,00 : $0,57 + 3,00 \times 1,1 \text{ tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30^\circ}{2}\right) = 1,67 \text{ t/m}^2$



réaction en tête

$$R_s \approx 1,67 \times \frac{4,00}{2} \times \frac{1}{3} = 1,11 \text{ t/ml}$$

réaction à la base

$$R_i \approx 1,67 \times \frac{4,00}{2} \times \frac{2}{3} = 2,22 \text{ t/ml}$$

charge sur la semelle

$$\text{pp semelle} + \text{poteau} + \text{poutre} = 1,13 + 0,07 + 0,72 = 1,92 \text{ t/ml}$$

paroi

$$= 1,20 \text{ t/ml}$$

$$\text{dallage } 0,15 \times \frac{4,80}{2} \times 2,5$$

$$= \frac{0,90 \text{ t}}{4,04 \text{ t/m}^2}$$

en retenant un coef de frottement semelle béton,

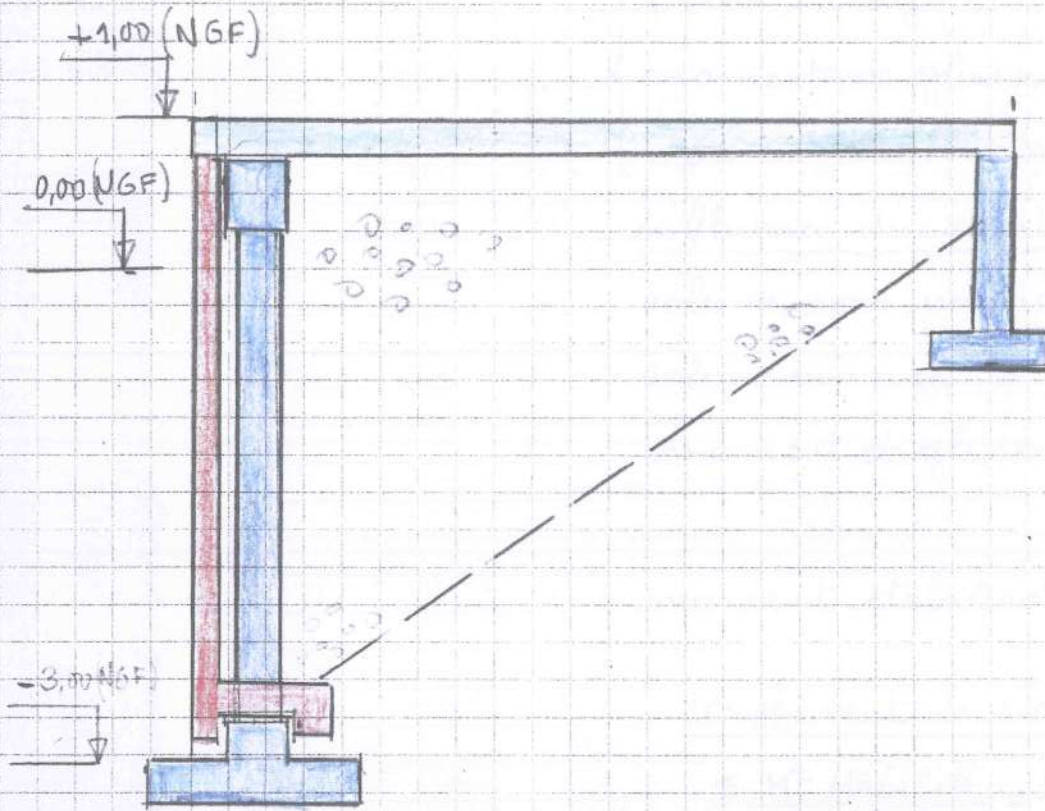
sur tout venant (concassé), égal à 40° le coef de




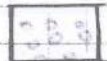
$$\text{securité s'établit à } : \frac{4,04 \text{ tg } 40^\circ}{2,22} = \frac{3,38}{2,22} = 152\%$$

NOTA - le dallage autoporteur permet la mobilisation de son poids pour la stabilité de la semelle (coulage sur polyst.)

solution (3)

80



-  paroi béton préfab (ou palplanches) porteuse
-  ouvrage existant
-  dallage (avec ou sans platelage bois) de 10cm
-  remplissage en gros béton

NOTA : paroi préfab non démontable

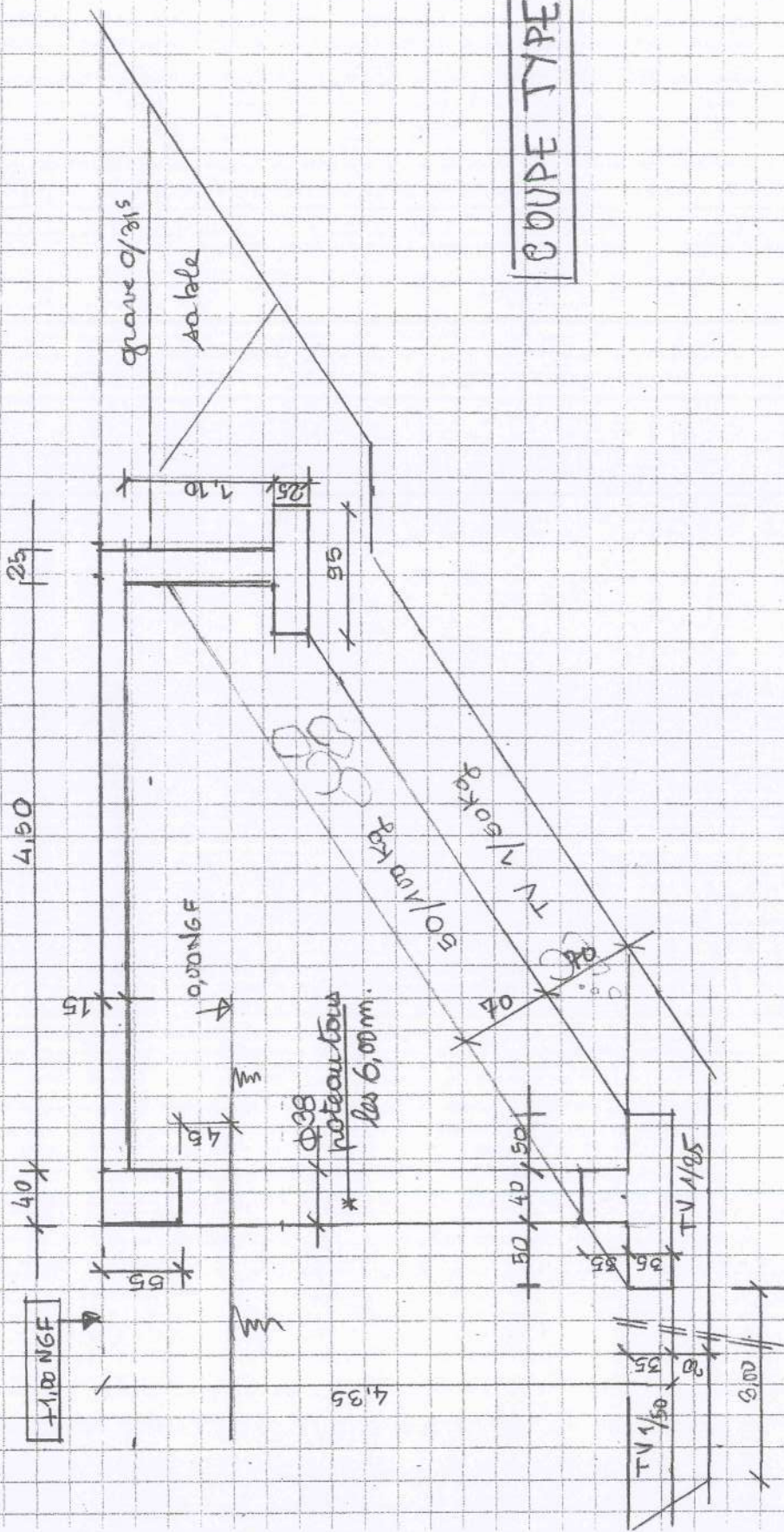
ANNEXE A

CALCUL DES SOLLICITATIONS ET DES CONTRAINTES SELON PLANS

ET HYPOTHESES DES DOCUMENTS D'EXECUTION

DETERMINATION DES VALEURS DES DEFORMEES

COUPE TYPE



25

4.90

40

1,00 NGF

graine 0/24's

table

p. sponge

Φ 38 poteaux tous les 6,00 m.

4.35

1.10

25

55

TV 1/60 kg

TV 1/60 kg

50

40

50

70

TV 1/95

TV 1/95

TV 1/50

TV 1/50

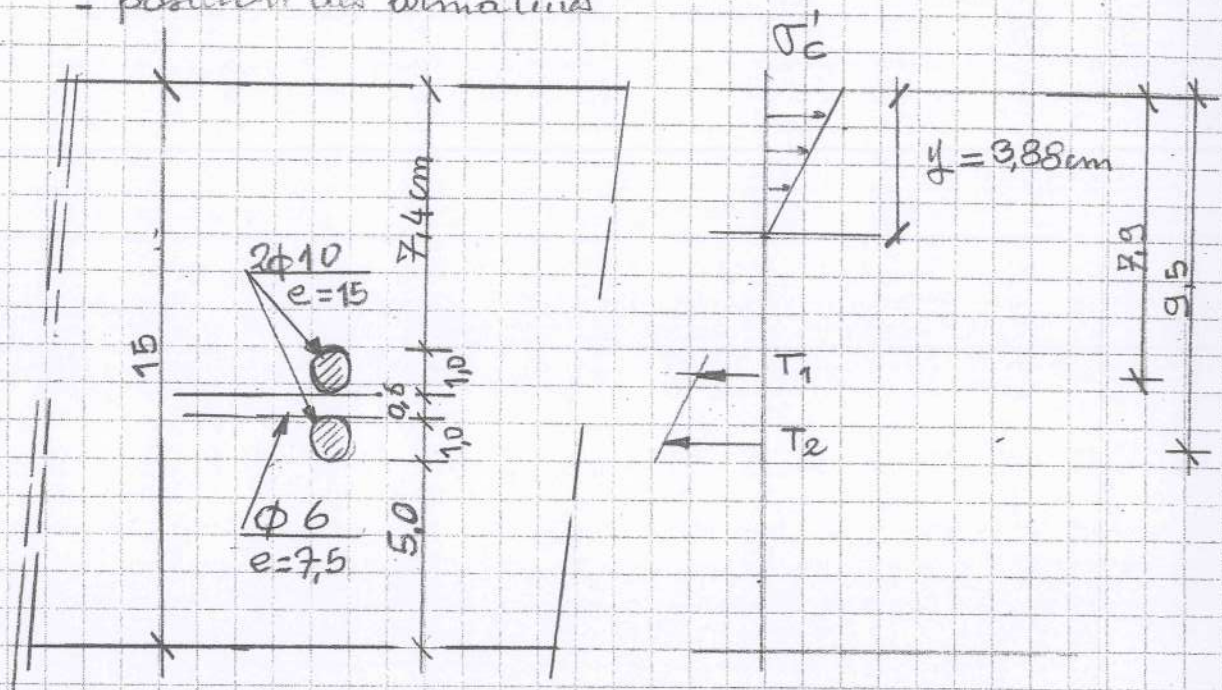
8,00

35

35

Dalle

- éléments de $3,00 \times 4,82$ préfabriqués - épaisseur 15 cm
- portée entre appuis $4,82 - 0,15 - 0,12 = 4,55 \text{ m}$
- surcharge d'exploitation 250 kg/m^2
- armature : suivant sens de la portée $\phi 10 e = 7,5 \text{ cm}$
de répartition $\phi 6 e = 7,5 \text{ cm}^2$
- position des armatures



- Moment fléchissant ELS $= \frac{4,55^2}{8} (0,15 \times 2,5 + 0,250) = 1,618 \text{ tm/m}$
- hauteur utile des armatures $= 15 - 1,0 - \frac{0,6}{2} = 8,7 \text{ cm}$
- section des aciers tendus pour longueur $1,00 \text{ m}$

$$2 \times \frac{1,00}{0,15} \times 0,785 = 10,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- position de l'axe neutre

$$100 \frac{y^2}{2} - 10,46 \times 15 \times (8,7 - y) = 0 \quad (m = 15 = \frac{E_a}{E_b})$$

$$y = 3,88 \text{ cm}$$

- moment d'inertie $I = \frac{100 \times 3,88^2}{3} + \frac{100}{15} \times 15 \times 0,785 \left[(7,9 - 3,88)^2 + (9,5 - 3,88)^2 \right]$

$$I = 5695 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_a = 15 \frac{1,618 \times 10^5}{5695} (9,50 - 3,88) = 2395 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_c = \frac{1,618 \times 10^5}{5695} \times 3,88 = 110 \text{ daN/cm}^2$$

Evaluation de la flèche à mi-portée sous charge permanente seule (flèche différée)

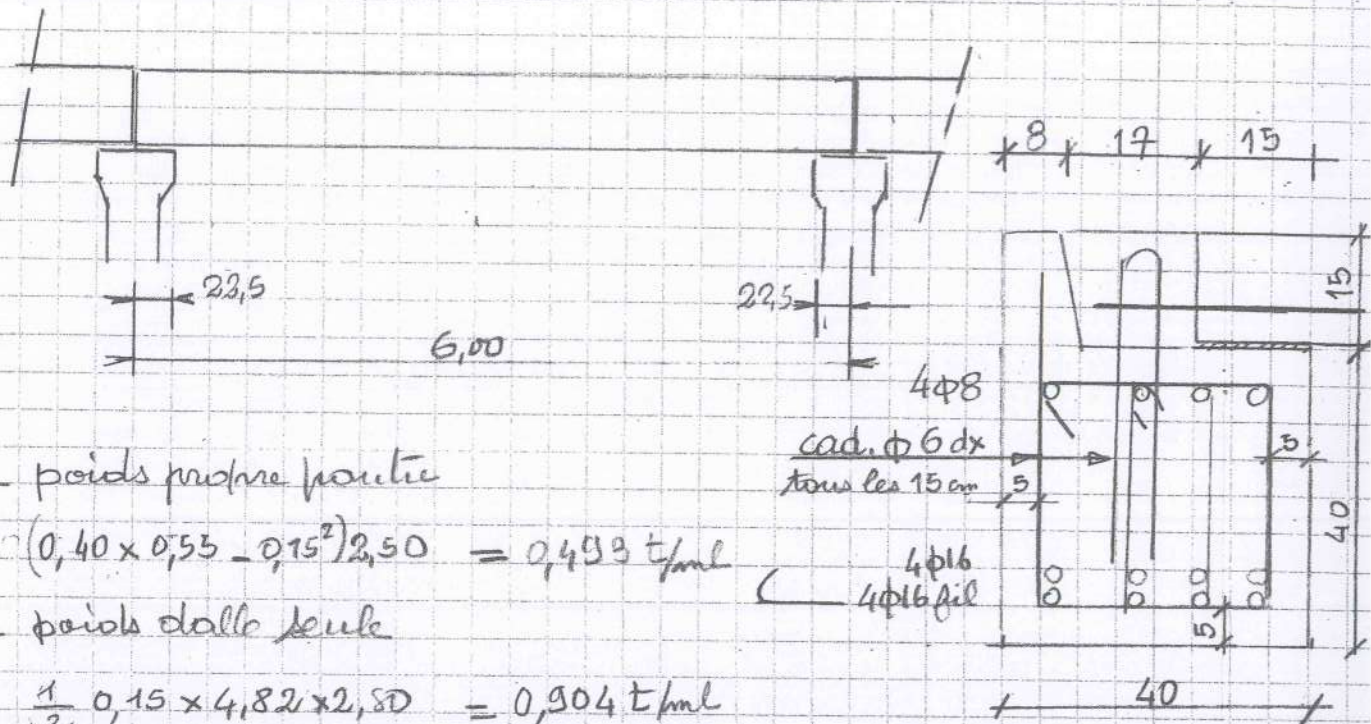
$$\left\{ \begin{aligned} E_A &= \frac{2395}{2 \times 10^6} \times \frac{0,15 \times 2,5}{0,15 \times 2,5 + 0,25} = 7,185 \times 10^{-4} \\ E_c &= \frac{110}{17000 \times 300^{1/3}} \times \frac{0,15 \times 2,5}{0,15 \times 2,5 + 0,25} = 5,80 \times 10^{-4} \end{aligned} \right.$$

rayon de courbure de la déformée

$$R = \frac{h_i}{E_A + E_c} = \frac{9,5 \times 10^4}{7,185 + 5,80} = 7316 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{flèche différée} = \frac{L^2}{8R} = \frac{455^2}{8 \times 7316} = 3,54 \text{ cm}$$

Poutre entre poteaux



- poids propre poutre

$$(0,40 \times 0,55 - 0,15^2) \times 2,50 = 0,493 \text{ t/ml}$$

- poids dalle seule

$$\frac{1}{2} \times 0,15 \times 4,82 \times 2,50 = 0,904 \text{ t/ml}$$

- surcharge d'exploitation

$$0,25 \left(\frac{4,82}{2} + 0,40 \right) = 0,703 \text{ t/ml}$$

- Moment à mi-portée charges + surch. (ELS)

$$(0,493 + 0,904 + 0,703) \times \frac{(6 - 3 \times 0,225)^2}{8} = 2,1 \times \frac{5,55^2}{8} = 8,09 \text{ tm (ELS)}$$

- Effort tranchant à l'appui (ELU)

$$(0,493 \times 1,35 + 0,904 \times 1,35 + 0,703 \times 1,5) \frac{6 - 2 \times 0,225}{2} = 10,85 \text{ t (ELU)}$$

ou 5,72 t (ELS)

- 1° cas: la hauteur est résolue à celle de la poutre = 40cm

$$M = 8,09 \text{ tm (ELS)}$$

$$h_1 = 40 - 5 - 0,6 - 1,6 - 1,0 = 35,6 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\text{armature tendue} = 8 \Phi 16 = 16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{8,09 \times 10^5}{35,6 \times 0,855 \times 16} = 1661 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1661}{19,45} = 85,40 \text{ daN/cm}^2$$

2° cas : la hauteur de la poutre est de $40 + 15 = 55 \text{ cm}$

- la largeur comprimée de $40 - 15 = 25 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 8,09 \text{ tm (ELS)} \\ h_1 = 55 - 5 - 0,6 - 1,6 - 1,0 = 50,6 \text{ cm} \\ b = 40 - 15 = 25 \text{ cm} \\ \text{armature tendue} = 8 \phi 16 = 16 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{8,09 \times 10^5}{50,6 \times 0,872 \times 16} = 1145 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_c = \frac{1145}{24,2} = 47,4 \text{ daN/cm}^2$$

Contraintes dans les armatures transversales (le cas de la hauteur $h_1 = 35,6$ est à contrôler)

$$T_u = 10,85 \text{ t ELU} \rightarrow \tau_u = \frac{10860}{35,6 \times 40} = 7,63 \text{ daN/cm}^2$$

- armatures solidarissant la poutre et son complément de hauteur de 15 cm : $2 \phi 6$ tous les 15 cm + $1 \phi 6$ tous les 10 cm

→ capacité de cisaillement correspondante :

(espacement moyen des $3 \phi 6 = \frac{2 \times 15 + 1 \times 10}{3} = 13,33 \text{ cm}$)

$$\rightarrow T = \frac{50,6 \times 0,872}{13,33} \times 3 \times 0,26 \times 2200 = 5680 \text{ daN} > 5720$$

Calcul de la déformée

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 1661 \times \frac{0,493 + 0,904}{0,493 + 0,904 + 0,703} \times \frac{1}{2 \times 10^6} = 5,53 \times 10^{-4} \\ \epsilon_c = 85,4 \quad " \quad \times \frac{1}{17000 \times 300^{1/2}} = 5,05 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

rayon de courbure de la déformée

$$R = \frac{h}{\epsilon_s + \epsilon_c} = \frac{35,6 \times 10^4}{5,53 + 5,05} = 33648 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{flèche} = \frac{555^2}{8 \times 33648} = 1,14 \text{ cm}$$

Valeur de la flèche (2° cas)

$$\epsilon_s = 1145 \times \frac{0,493 + 0,904}{0,493 + 0,904 + 0,703} \times \frac{1}{2 \times 10^6} = 3,81 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_c = 47,4 \quad " \quad \times \frac{1}{17000 \times 300^{1/2}} = 2,77 \times 10^{-4}$$

- rayon de courbure de la déformée

$$R = \frac{h}{\epsilon_s + \epsilon_c} = \frac{55 \times 10^4}{3,81 + 0,77} = 83586 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{flèche} = \frac{555^2}{8 \times 83586} = 0,46 \text{ cm}$$

Conclusion

Bien que peu orthodoxe sous l'aspect des dispositions des aciers de couture devant reprendre une composante de cisaillement le calcul justifie qu'une composante est mobilisable par les armatures qui existent (même si leur disposition n'a pas été prévue à cet effet) pour, à la limite élastique des aciers, considérer que c'est bien la hauteur totale (poutre + dalle = 55 cm) qui se manifeste dans le comportement mécanique et non la hauteur seule (40 cm) conforme à un calcul conforme aux dispositions "réglementaires" des aciers couture "hauberti-nervure"

Cette considération justifie :

- la valeur de la flèche (0,46 cm au lieu de 1,14 cm)
- le fait que des poutres dont l'oxydation a diminué la section effective des aciers d'une valeur voisine de 50% ne présentent pas les signes avant-coureurs de la rupture (zone des poutres sans étaiement)

COMMUNE DU GRAU DU ROI
PORT DE PLAISANCE DE PORT CAMARGUE

MEMOIRE RELATIF A LA SOLIDITE
DES APPONTEMENTS EN QUAIS DANOIS

JIM CONFOLENT
INGENIEUR CONSEIL
GROUPE DELTA
30230 BOUILLARGUES

le 30 juillet 2.015

SOMMAIRE

I	Objet du document	page 1
II	Description du l'ouvrage à son état d'origine	page 1 et 2
III	Description de l'état de l'ouvrage	pages 2 et 3
IV	Causes des dégradations	pages 4 et 5
V	Risques vis à vis de la solidité	pages 5 et 6
VI	Propositions de solutions de remise en état	page 6
VII	Conclusion	pages 6 et 7

Annexe A

Calcul des sollicitations et des contraintes selon plans et hypothèses
des documents d'exécution

Détermination des valeurs des déformées

Annexe B

Plan d'ensemble – repérage

Croquis relevé sur place

Photographies des zones non visibles de l'extérieur

Annexe C

Justification de la stabilité d'ensemble au glissement du projet d'origine

Solutions de réhabilitation possibles et justification de leur stabilité

Estimation de leur coût

I - Objet du document

Le présent rapport concerne la stabilité des quais d'appontement du type quai danois construits en bordure des immeubles d'habitation dont ils constituent les terrasses et les appontements. L'extrémité des dalles construites au-dessus du plan d'eau fixe la délimitation entre le domaine privé (dalles) et le domaine public (plan d'eau). En général une largeur de 3,00 m. est affectée à chaque amarrage.

L'importante dégradation de l'ouvrage due à son âge (40 ans) et à sa situation (entouré d'eau de mer) conduit Monsieur le Maire du Grau du Roi à demander l'établissement du présent diagnostic relatif aux risques que présentent ces quais.

II- Description de l'ouvrage à son état d'origine

La conception et la maîtrise d'oeuvre ont été assurées par le service maritime et de navigation du Languedoc Roussillon

Le maître d'ouvrage était à l'époque la chambre de commerce de Nîmes.

Les travaux ont consisté à créer sur le cordon dunaire un plan d'eau à la profondeur – 3,00 m. NGF . Grâce à un rabattement du niveau d'eau par pompage dans des puits filtrants l'ensemble des travaux (terrassment talus et quais d'appontement) ont été réalisés à sec et avant ouverture du chenal de raccordement à la mer.

Les quais d'appontement du type quais danois consistent en un talus de 3/2 (pente de 33°) par rapport à l'horizontale du terrain naturel (sable) sur lequel ont été disposés une épaisseur de 70 cm.en tout venant (1 à 50 kg) formant filtre puis un enrochement (50/100 kg) d'épaisseur 70 cm. suivant la même pente de 3/2 .

Le quai danois consiste en une dalle béton armé d'épaisseur 15 cm.portant à une extrémité sur une longrine et semelle continues fondées en tête de talus au niveau – 0,50 NGF et à l'autre extrémité sur une poutre et poteaux tous les 6,00 m. portant sur une

longrine fondée en pied de talus au niveau – 3,55 NGF . La portée de la dalle entre appuis est de 4,47 m. et hors tout de 5,12 m. Son niveau est à + 1,00 m. NGF une pente de 1,5% vers le plan d'eau assure l'évacuation de l'eau de pluie.

Les sollicitations appliquées à l'ouvrage sont celles portées sur le plan d'appel d'offres du service maritime :

250 kg/m² surcharge d'exploitation sur la dalle

300 kg/ml effort horizontal au niveau + 1,00m. NGF perpendiculaire au quai et dirigé vers le plan d'eau (effort appliqué par les bateaux amarrés).

Les documents d'archives consultés sont les suivants:

plan d'appel d'offres (service maritime) coupe du quai d'appontements (bassin d'hivernage N° 2 daté du 9/11/73)

plan de coffrage et armatures du quai d'appontement établi par l'entreprise (Entreprise Industrielle) portant visa d'approbation du service maritime daté du 14/04/70.

note de calculs de l'appontement établie par l'Entreprise Industrielle (référence P. 882 NC.01a) datée du 10/10/69 (document non visé par le service maritime)

La chronologie des dates de ces documents importe peu. Le chantier a fait l'objet de plusieurs tranches de travaux mais le quai danois présente, à son examen depuis le plan d'eau, la même géométrie sur l'ensemble du site.

NOTA: Les documents, en particulier la note de calculs, ne font jamais référence au recoupement longitudinal de l'ouvrage par des joints. Cette observation a son importance vis à vis de la fissuration comme exposé au chapitre « causes des dégradations »

III – Description de l'état de l'ouvrage

Dalle du quai : Il s'agit de l'élément des quais danois le plus détérioré . Sauf pour les lots où elles ont été refaites (se reporter au tableau récapitulatif) ces dalles sont suspendues par tiges filetées et plaques à des poutres HEA 160 disposées tous les 75 cm.

environ s'appuyant sur les mêmes appuis que la dalle. Un platelage bois sert de revêtement. Vu sur les tranches du quai ou par dessous les dalles sont disloquées et par endroits des morceaux de dalle se sont détachés où pendent à des armatures oxydées. Aucune récupération n'est envisageable.

Poutres support des dalles (comportant les dispositifs d'amarrage)

La totalité de ces poutres présente des taches de rouille pour les moins touchées et des coulures de rouille et éclatements de béton pour les plus endommagées. Les zones les plus dégradées sont la partie basse des poutres où les barres d'acier tendu ont fait éclater le béton. Une zone également préférentielle de rouille apparente est à mi hauteur des poutres là où se situent les armatures longitudinales (armature de peau) et à 45 ° près des appuis.

Pour la plupart des lots et pour palier au risque de rupture des poutres des étais ont été placés entre les poutres et les longrines de fondation situées dans le même plan vertical. Les étais recourent en 2 en 3 ou en 4 la portée des poutres divisant par 4 par 9 ou par 16 les sollicitations de flexion auxquelles elles sont soumises. Le tableau récapitulatif fixe, pour chaque lot, le nombre d'étais par travée. Un certain nombre de lots ne comportent pas d'étais car les poutres auraient fait l'objet de changement ou de réparation. D'autres n'ont pas d'étais et ne paraissent pas avoir fait l'objet de rénovations.

Les étais sont des étais en tube métallique pour la plupart appuyés directement en sous face des poutres ou comportant des plaques en retours verticaux formant étrier . Lors de la visite le plongeur n'a pas pu examiner le mode de fixation des étais sur la longrine formant semelle continue (eau très peu transparente et longrine sous remblai vaseux d'épaisseur voisine de 40 cm.).

Aux renforcements par étais sont associés, pour certains lots, des plaques métalliques boulonnées sur le parement des poutres aux appuis de celles-ci pour améliorer la transmission de l'effort vertical des poutres sur les poteaux.

Poteaux et ouvrages de fondation

L'examen par le plongeur et les documents photographiques ne sont pas très révélateurs de leur état (eau trouble le jour de l'examen et envasement du pied de talus). Ces parties d'ouvrage peu sollicitées en flexion présentent moins de risque que les dalles et les poutres en bord de quai. La disposition d'étais sous les poutres de quai diminue la flexion de la longrine en pied de talus et les solutions proposées de rénovations l'éliminent.

Le chapitre exposant les risques que présente chaque composant de l'ouvrage explique les raisons pour lesquelles les poteaux et les fondations ne présentent que des risques secondaires.

IV – Causes des dégradations

a) L'examen des plans et notes de calculs permet de vérifier le respect des règles d'application du béton armé en vigueur à l'époque de la construction. Depuis les règlements ont évolué mais les résultats des calculs ne présentent pas de différence sensibles pour les dispositions de protection des armatures ou les valeurs des contraintes. La note de calcul retient une contrainte de 2.540 daN/cm² de traction pour les aciers tendus de la dalle alors que la notion de «fissuration très préjudiciable» des règlements postérieurs auraient limité cette valeur aux environ de 1700 daN/cm² (il s'agit d'un calcul aux états de service et non aux états limites) .

Plus sensible aux effets de la fissuration est le manque de joints recoupant la longueur des quais. Il en existe à des distances trop importantes alors que dans le sens longitudinal l'ouvrage présente très peu de possibilité de déformation élastique du fait de la rigidité de la dalle dans le plan horizontal quand bien même celle-ci est composée de plaques préfabriquées. Il en est de même du système de liaison des poutres entre elles (poutres ayant été préfabriquées) plus inspiré des techniques de bâtiment que de celles d'ouvrages en site marin.

b) La pénétration des chlorures dans la masse des bétons est le facteur essentiel des dégradations. Si des dégradations d'alcali- réaction ont été détectées dès 1997 elles apparaissent modestes en comparaison de l'ampleur de celles des chlorures. On dispose sur ce sujet du rapport d'analyses CEBTP du 25.02.2.015 . Ce rapport a été établi dans le cadre d'une expertise judiciaire (ordonnance de référé du 4 septembre 2.013 du TGI de Nîmes) opposant le lot de marinas « résidence Port Nautile » à un groupe d'entreprises ayant procédé à la réfection des quais danois.

Les essais effectués par CEBTP révèlent, pour le béton des poutres une résistance et une porosité satisfaisantes, mais une teneur en chlorures libres excessive atteignant 1,37% du poids du ciment dans la zone des lits d'acier alors que la teneur pouvant amorcer le phénomène de corrosion est de 0,40%.

Dans ce même rapport on constate que les mesures de profondeur de carbonatation du béton (action du CO₂ de l'atmosphère sur le ph du béton) n'atteignant pas les épaisseurs d'enrobage des aciers. La carbonatation n'est pas à mettre en cause.

Le rapport s'attache aussi à l'estimation des pertes de section des aciers

Dans deux cas à forte dégradation apparente les diamètres nominaux O 16 se réduisent à O 9 (le rapport CEBTP fait référence à une section O14 alors que le plan indique O 16 .

Dans un cas de zone d'apparence saine les diamètres mesurés sont de 8 mm. (lit inférieur) et 16 mm. (lit supérieur) pour des diamètres nominaux de 16 mm. Cette observation doit rendre très prudent vis à vis de l'appréciation de la conservation de l'ouvrage au seul examen visuel.

V- Risques vis a vis de la solidité

Les risques de rupture des poutres sans étalement sont réels à en juger par les sections des armatures résiduelles des lits inférieurs de poutres présentant des

dégradations apparentes comme celles n'en présentant pas. La mise en place à raison de deux étais par travée s'impose sans délai.

– Si la solution de l'étalement palie aux risques immédiats d'effondrement la dégradation des étais par corrosion ou chocs de bateaux sont des aléas ne pouvant être négligés. Aussi les propriétaires doivent-ils s'intéresser à la question d'une remise en état devant être effective d'ici trois ans à compter de la date du présent document et faire contrôler tous les trois mois l'état des étalements sous poutres.

VI-Proposition de solutions de remise en état

Tant par la complexité de leur mise en oeuvre que par le coût des travaux qu'elles représenteraient les opérations de dépollution du béton sont impossibles. De plus si elles étaient envisageables elles ne règleraient pas la nécessaire consolidation des ouvrages.

Si la disposition du platelage bois sur profils métalliques a été la solution bien adaptée pour prolonger l'utilisation des quais danois elle ne peut être considérée définitive car l'entretien des profils métalliques galvanisés va s'imposer d'autant plus rapidement que la dégradation de la dalle augmentera. La dalle participe à la protection des profils vis à vis des effets agressifs du plan d'eau.

Dans l'ordre croissant d'intérêt pour la pérennité du quai on peut envisager diverses solutions proposées en annexe. L'estimation de leur coût est établie. Toutes ces solutions évitent au maximum l'intervention dans l'eau sauf pour le dégagement de la longrine qui présente un encombrement de blocs d'enrochement et un dépôt de sable vaseux sur 40 cm.

VII – Conclusions

1) l'état de détérioration des poutre sur poteaux support des dalles nécessite la pause d'étais (2 par travée de préférence) sans délai. La fiche annexe fait référence aux lots concernés.

2) Il importe de considérer que l'étalement des poutres n'est pas une solution définitive car ces dernières vont continuer à se détériorer et à se disloquer. L'étalement est à surveiller de façon assidue et à entretenir. En annexe des solutions de remise en état sont évoquées et estimées.

3) Certains lots ont fait l'objet de changements de parties d'ouvrage alors que d'autres n'ont été que réparés. Il serait très souhaitable que les gestionnaires des lots concernés précisent la date et la nature des réparations et le cas échéant les changements de parties d'ouvrage. Cette précaution est indispensable à connaître pour éviter d'être en situation de fausse sécurité (exemple de l'examen du CEBTP ayant révélé des poutres dont l'armature efficace est réduite de moitié sans qu'il apparaisse visuellement une dégradation). Les lots entrant dans la catégorie des poutres non remplacées devront sans délai disposer un étalement sous poutres.

En résumé : Toutes les poutres sans étais devront, sans délai, en comporter sauf celles dont le remplacement a été effectif et dont il importe d'avoir la preuve. Celles ayant été réparées entrent dans la catégorie des poutres à étayer car la preuve a été faite que d'importantes réductions des sections d'acier par oxydation affectent des éléments ne présentant pas de dégradations visibles. Les étalements sont à vérifier régulièrement et à entretenir.

L'étalement ne représente qu'une disposition de sécurité limitée en durée imposant un contrôle et un entretien. D'ici trois ans une réparation sérieuse doit être effectuée.

le 31-07-2015

J. Lambert