الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique Et Populaire Ministère De L'enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université Mohamed Seddik Benyahia - Jijel

Faculté des sciences et de la technologie

Département de génie civil et hydraulique

projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en travaux public

Option: voies et ouvrages d'art

Présenté par :

M.: bezziche abdelwahid M.: boughedda amine

Thème

ETUDE DYNAMIQUE DES PONTS SELON RPOA et PS

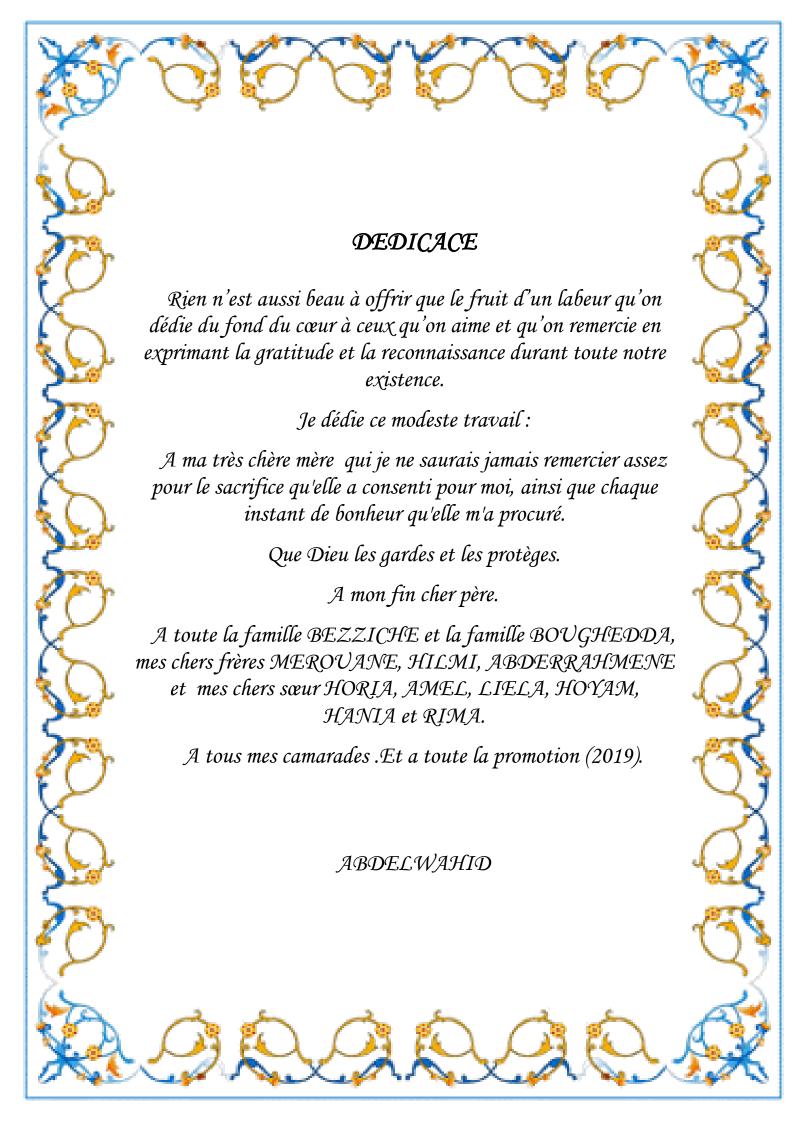
Soutenu publiquement en juillet 2019.

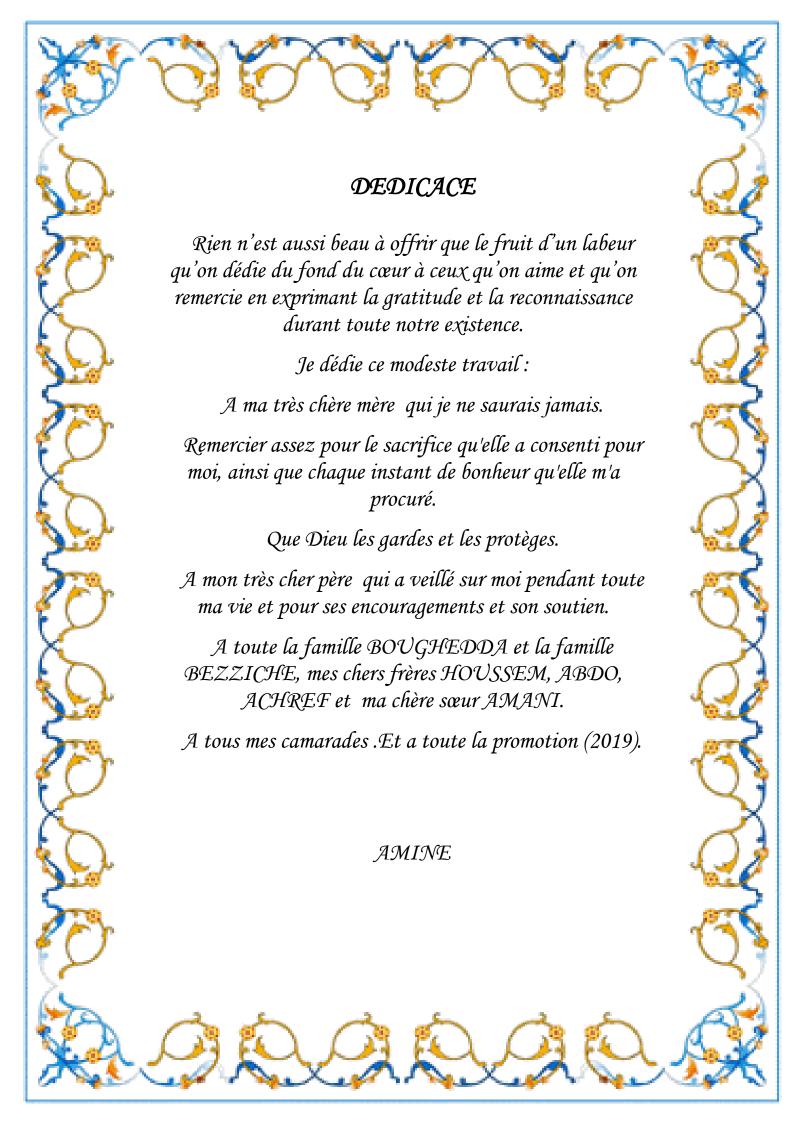
Encadré par :

M^{me}. MENDACI farida









RESUME

Le but de ce Modest travail est de contribuer à la compréhension de l'application en premier lieu du règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art RPOA 2008, et en deuxième lieu le règlement parasismique Français (PS92).

Pour ce faire, trois cas d'exemples son présentés à savoir : pont à poutres multiples en béton précontraint constitué de 2 travées, pont à poutres multiples en béton précontraint de 5 travées et enfin pont voussoire.

Selon les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (régularité de la section transversal), on utilise la méthode monomodale ou multimodale. Le calcul selon le cas est mené à travers les deux règlements cités ci-avant. Aussi, il est prévu des simulations numériques à l'aide du logiciel SAP2000 (module bridge). A la fin, pour mettre en valeur le travaille effectué, la comparaison du processus de calcul est effectuée à travers RPOA, PS92 et SAP 2000.

Mots clés : spectre élastique, période, séisme, réponse dynamique.

ملخص

الغرض من هذا العمل المتواضع هو المساهمة في فهم التطبيق في المقام الأول من لائحة الزلازل الجزائرية لهياكل RPOA 2008، وثانياً التنظيم الزلزالي الفرنسي (PS92).

للقيام بذلك، تم تقديم ثلاث حالات من الأمثلة وهي: جسر متعدد الخرسانة مسبق الاجهاد مع امتدادين, جسر متعدد الخرسانة مسبق الاجهاد مع خمس امتدادات ، وأخيرا جسر صندوقي.

وفقًا للخصائص الهندسية للهيكل، يتم استخدام طريقة monomodale أو multimodale. يتم الحساب وفقًا للحالة من خلال اللوائح المذكورة أعلاه. وأيضا يتم التخطيط للمحاكاة العددية باستخدام برنامج SAP2000 (وحدة الجسر). في النهاية ، لتسليط الضوء على العمل المنجز ، تتم مقارنة عملية الحساب من خلال RPOA و PS92 و SAP 2000.

كلمات مفتاحية: الطيف المرن، الدور، زلزال،الدور الديناميكي.

Abstract

The purpose of this Modest work is to contribute to the understanding of the application in the first place of the Algerian seismic regulation for the RPOA 2008 structures, and secondly the French seismic regulation (PS92).

To do this, three cases of examples are presented namely: prestressed concrete multi-beam bridge consisting of 2 spans, multi-span bridge with prestressed concrete of 5 spans and finally bridge voussoir.

According to the geometric characteristics of the structure (regularity of the cross section), one uses the monomodal or multimodal method. The calculation according to the case is conducted through the two regulations mentioned above. Also, numerical simulations are planned using the SAP2000 software (bridge module). At the end, to highlight the work done, the comparison of the calculation process is done through RPOA, PS92 and SAP 2000.

Keys words: elastic spectral, period, earthquake, dynamic response.

SOMMAIRE

INTRO	DUCTION GENERALE	1
CHAPI	TRE 01 : EFFETS DU SEISME	1
1.1.	Introduction	2
1.2.	Origine des séismes	2
1.3.	Production des séismes	2
1.4.	effets des séismes	3
1.4.1		
1.4.2		
1.4.3		
1.5.	Dommage sismique des ponts	4
1.5.1	- P	
	.5.1.1. En Algérie	
	.5.1.2. A l'étranger	
1.5.2 1.5.3	S .	
	Foyer et épicentre	
1.6.	•	
1.7.	Ondes sismiques	10
1.7.1	1. Ondes de volume	10
_	.7.1.1. Ondes de Love(L)	
1.	.7.1.2. Ondes de Rayleigh(R)	11
1.8.	Quantification du mouvement sismique	12
1.8.1		
1.8.2	2. Données instrumentales : Magnitude	12
1.9.	Sismographe	13
1.10.	L'action sismique en un site donné	13
1.10	.1. Evaluation de l'aléa sismique	13
	.10.1.1. Données sismologiques	
1.10		
1.10	·	
1.11.	Conclusion	14
CHAPI	TRE 02 : ANALYSE DYNAMIQUE SELON REGLEMENT RPOA	15
2.1.	INTRODUCTION	15
2.2.	EXIGENCES FONDAMENTALES ET REGLES GENERALES DE CONCEPTION	15
2.2.1	1. Objectifs	15
2.2.2		_
2.3.	EXIGENCES FONDAMENTALES	16
2.3.1	1. EXIGENCE DE NON EFFONDREMENT (ELU)	16
2.3.2	,	
2.4.	REGLES GENERALES DE CONCEPTION	17
2.5.	ACTIONS SISMIQUES	
2.6.	CRITERES DE CLASSIFICATION	
	C Z.L.D DE GEROOM FOR FOR MANAGEMENT AND	

2.6.1.		SSIFICATION DES ZONES SISMIQUES	
2.6.2.		FFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE	
2.6.3.	CLA	SSIFICATION DES SITES	
-	.3.1.	Catégories et critères de classification	
2.6.4.		ERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES	
_	.4.1.	Spectre de réponse élastique	
2.6	.4.2.	Spectre de dimensionnement	22
2.7. A	NALYSE		22
2.7.1.	Prin	NCIPES	22
2.7.2.		OTHESES DE BASE	
2.7.3.	Мо	DELISATION	23
2.7	.3.1.	Degrés de liberté dynamiques	23
2.7	.3.2.	Masses	23
2.7	.3.3.	Raideurs des éléments	23
2.7	.3.4.	Amortissement	23
2.7	.3.5.	Modélisation du sol	23
2.7	.3.6.	Effets de torsion	23
2.8. A	NALYSE		25
2.8.1.	Λ Ν Ι Λ	ALYSE SPECTRALE MONOMODALE (MODE FONDAMENTAL)	25
	.1.1.	Domaine d'application	
_	.1.1. .1.2.	Méthodes d'analyse	
2.8.2.		ALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE (METHODE DU SPECTRE DE REPONSE)	
_	.2.1.	Modes significatifs	
	.2.2.	Combinaison des réponses modales	
_	.2.3.	Combinaison de l'action sismique	
2.8.3.		RES METHODES LINEAIRES	
	.3.1.	Analyse par le spectre de puissance	
_	.3.2.	Analyse temporelle	
_	.3.3.	Analyse temporelle non linéaire	
2.9. V	/EDIEIC A	ATION DE LA RESISTANCE	
_			_
2.9.1.		ИBINAISON DES ACTIONS DE CALCUL	
2.9.2.	VER	IFICATION DE LA RESISTANCE DES SECTIONS	33
2.10.	TABLI	ER	33
2.11.	PILES	(DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE)	33
2.12.	APPAI	REILS D'APPUI	34
2.12.1		AREILS D'APPUI FIXES	
2.12.1		AREILS D'APPUI MOBILES	
2.12.3		AREILS D'APPUI EN ELASTOMERE	
	2.3.1.	Module de cisaillement	
	2.3.2.	Résistance à la compression	
	2.3.3.	Sécurité au flambement	
	2.3.4.	Limitation de la distorsion	
	2.3.5.	Condition de non glissement	
2.13.	MODE	ELISATION NUMERIQUE	
_		SENTATION DU LOGICIEL	
2.13.1	. PRE: 3.1.1.	Modélisation	
	3.1.1. 3.1.2.	Etude sismique	
	ع. ۱. ۷. Conclusi	·	
,	-5		
CHAPIT	RE 03:	ANALYSE DYNAMIQUE SELON REGLEMENT PS92	39

3.1.	INTR	ODUCTION	39
3.2.	CLAS	SIFICATION NECESSAIRES	39
3.2.	.1.	CLASSIFICATION DES PONTS	39
3.2.	.2.	ZONAGE SISMIQUE	39
3.2.	.3.	CLASSIFICATION DES SITES	39
3.3.	DETE	RMINATION DES ACTIONS SISMIQUES	40
3.3.	.1.	ACCELERATION NOMINALE	40
3.3.	.2.	SPECTRES DE REPONSE ELASTIQUE REGLEMENTAIRES	
3	3.3.2.1	Examinons quelques cas	42
3.3.	.3.	SPECTRES DE REPONSE ELASTIQUE CONSEILLES POUR OUVRAGES COURANTS	43
3.3.	.4.	SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT	44
3.4.	MET	HODES D'ANALYSE	45
3.4.	.1.	PRINCIPES	45
3	3.4.1.1	Principes du calcul élastique	45
3	3.4.1.2	Principes du calcul inélastique	45
3.4.	.2.	MODELISATION	46
3	3.4.2.1	Masses	46
3	3.4.2.2		
3	3.4.2.3	Amortissement	48
3.4.	.3.	ANALYSE MONOMODALE	48
3	3.4.3.1	Séisme longitudinal	49
3	3.4.3.2	Séisme latéral	50
3	3.4.3.3	Séisme vertical	53
3.5.	CALC	ULS JUSTIFICATIFS DE L'OUVRAGE	55
3.5.	.1.	COMBINAISONS SISMIQUES	55
3	3.5.1.1	·	
3	3.5.1.2		
3.5.	.2.	VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES SECTIONS	
3.5.	.3.	Tablier	56
3.5.	.4.	Appuis	57
3	3.5.4.1	Piles	57
3	3.5.4.2	Culées	57
3.6.	ORG	ANES D'APPUI DUS TABLIERS	58
3.6.	.1.	GENERALITES	58
3.6.		ACTIONS DE CALCUL	
3.6.		PRESCRIPTION POUR LES APPAREILS D'APPUI EN CAOUTCHOUC FRETTE	
3.6.	_	RESISTANCE A LA COMPRESSION	
	3.6.4.1		
	3.6.4.2		
	3.6.4.3		
CHAP	ITRE 0	4 : ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAI	NTE DE DEUX
TRAV	EES		62
4.1.	INT	RODUCTION	62
4.2.	PRE	SENTATION DE L'OUVRAGE	62
4.2.	.1.	SITUATION DE L'OUVRAGE	62
4.2.	.2.	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	
4.2.		CLASSIFICATION DES PONTS	63
4.2.	.4.	CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES	63

4.2.5.	COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE	
4.2.6.	CATEGORIE DE SITE	63
4.3.	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUE LONGITUDINALE:	64
4.3.1.	VERIFICATION DES CONDITIONS NECESSAIRES:	64
4.3.2.	EVALUATION DE LA MASSE :	64
4.3.3.	ÉVALUATION DE LA RAIDEUR	64
4.3.	.3.1. pour un fût encastrée en pied	64
4.3.	.3.2. Raider des appareils d'appui	65
4.3.	.3.3. Raideur totale par appui	65
4.3.	.3.4. Raideur du système	65
4.3.	.3.5. Evaluation de la période propre de l'ouvrage	65
4.3.4.	EVALUATION DE L'AMORTISSEMENT STRUCTUREL	65
4.4.	SPECTRE REPONSE ELASTIQUE	66
4.4.1.	COMPOSANTE HORIZONTALE	
4.4.2.	COMPOSANTE VERTICALE	66
4.4.3.	SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT	67
4.5. E	EFFORT LONGITUDINAL:	67
4.5.1.	EFFORT TOTAL	67
4.5.2.	DEPLACEMENT DE TABLIER :	68
4.5.3.	DEPLACEMENT DE LA TETE DE PILE PAR APPORT AU SOL	68
4.6. E	EFFORT TRANSVERSAL	68
4.7.	VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUIS	68
4.7.1.	DIMENSION EN PLAN DE L'APPAREIL	68
4.7.2.	REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX	69
4.7.	.2.1. Efforts de freinage	69
4.7.	.2.2. Effort due au vent	69
4.7.	.2.3. Effort dû au séisme	69
4.7.3.	EFFORT DUE A LA DEFORMATION (DEPLACEMENTS)	69
4.7.4.	VERIFICATION DES CONTRAINTES	70
4.7.	.4.1. Limitation des contraintes de cisaillement	70
4.7.	.4.2. vérification	70
4.8.	MODELISATION DE LA STRUCTURE	71
4.8.1.	DEFINITION MATERIAU	71
4.8.2.	MODELISATION DU TABLIER	72
4.8.3.	Modelisation des piles	73
4.8.4.	MODELISATION DE LA CULE	
4.8.5.	MODELISATION DES APPAREILS D'APPUI ET CONDITION A LA LIMITE	74
4.8.6.	CHARGEMENT DE TABLIER	74
4.8.7.	DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE	75
4.8.8.	COMBINAISONS UTILISEES	75
4.9. F	RESULTATS	76
4.9.1.	PERIODES ET PARTICIPATION MASSIQUE DES MODES	76
4.9.2.	Modes propres de Vibration	77
4.9.3.	DIAGRAMME DES MOMENTS SELON COMBINAISON	79
4.10.	ANALYSE DES RESULTATS	80
4.10.1.	. Sens longitudinale	80
4.11.	ACTIONS SISMIQUES SELON PS92	81
4.11.1.	. Acceleration nominal	81
4.11.2.	. Site	81

4.11.3.	. Spectre de repons elastique	81
4.11.4.	. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT	81
4.12. D	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	81
4.12.1.	PRE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	81
4.12	2.1.1. Pré dimensionnement vis-à-vis des charges service	81
4.12	2.1.2. Pré dimensionnement vis-à-vis des actions sismique	81
4.12	2.1.3. Choix des appareils d'appuis	82
4.12.2.	. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES LONGITUDINALES	82
4.12	2.2.1. Définition des masses de la structure	82
4.12	2.2.2. Définition de la raideur de la structure	82
4.12	2.2.3. Evaluation de la période propre de l'ouvrage	83
4.12	2.2.4. Evaluation de l'amortissement structurel	
4.12	2.2.5. Evaluation des forces statiques équivalentes	
4.12.3.		
4.12	2.3.1. Effort transversal	
4.12.4.		_
4.12	2.4.1. Effort vertical (ascendant ou descendant)	
4.12.5.		
4.12	2.5.1. Tableau récapitulatif	
4.12	2.5.2. Vérifications sous séisme	
4.12	2.5.3. Vérifications sous chargement de service	88
4.13. E	ETUDE DE PILE	91
4.13.1.		
_	3.1.1. Efforts provenant du tablier	
_	3.1.2. Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui	
	3.1.3. Cumul des actions	
	3.1.4. Combinaisons des directions	
4.13	3.1.5. Combinaisons d'actions en pied de fût	94
4.14. C	COMPARAISON ENTRE RPOA ET PS92	94
	RE 05 : ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECON	•
	ODUCTION	
5.2. PRESE	ENTATION DE L'OUVRAGE	96
5.2.1.	SITUATION DE L'OUVRAGE	96
5.2.2.	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	96
5.2.2	2.1. Données de site	97
5.2.2	2.2. Coefficient d'accélération de Zone	98
5.3. SOLLI	ICITATIONS SISMIQUE LONGITUDINALE	
5.3.1.	VERIFICATION DES CONDITIONS NECESSAIRES	98
5.3.2.	EVALUATION DE LA MASSE :	
5.3.3.	ÉVALUATION DE LA RAIDEUR	
5.3.3		
5.3.3	·	
5.3.3		
5.3.3	· ···	
5.3.3	•	
	TRE REPONSE ELASTIQUE	
3.4. 3PEC	·	
5.4.1.	COMPOSANTE HORIZONTALE	100

5.4.2.	COMPOSANTE VERTICALE	100
5.4.3.	SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT	101
5.5. EFFOR	T LONGITUDINAL	101
5.5.1.	EFFORT TOTAL	
5.5.2.	DEPLACEMENT DE TABLIER	
5.5.3.	DEPLACEMENT DE LA TETE DE PILE PAR APPORT AU SOL :	
5.6. SOLLIC	CITATIONS SISMIQUES TRANSVERSALES (METHODE 2)	
5.6.1.	Modelisation de l'ouvrage	
5.6.1. 5.6.2.	DETERMINATION DES MASSES DE LA STRUCTURE	
5.6.2. 5.6.3.	EVALUATION DE LA RAIDEUR	
5.6.3		
5.6.3	·	
5.6.3		
5.6.3		
5.6.4.	AMORTISSEMENT STRUCTURAL	
5.6.5.	EFFORT TRANSVERSAL	
5.7. SOLLIC	CITATIONS SISMIQUES VERTICALES	
5.7.1.	Modelisation de l'ouvrage	
5.7.2.	EVALUATION DE LA MASSE	
5.7.3.	EVALUATION DE LA RAIDEUR	106
5.7.4.	MATRICE DE FLEXIBILITE	
5.7.5.	Periode fondamentale	109
5.7.6.	AMORTISSEMENT STRUCTURAL	109
5.7.7.	EFFORT VERTICAL	109
5.8. SOLLIC	CITATIONS SISMIQUES TRANSVERSALES (METHODE 2)	109
5.8.1.	MODELISATION DE L'OUVRAGE	109
5.8.2.	MASSES DE LA STRUCTURE	109
5.8.3.	EVALUATION DE LA RAIDEUR	110
5.8.3	.1. raideurs des piles	110
5.8.3	.2. raideur du tablier	110
5.8.3	.3. Période fondamentale	110
5.8.4.	AMORTISSEMENT STRUCTURAL:	110
5.8.5.	EFFORT TRANSVERSAL	110
5.9. CALCU	IL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES VERTICALES	111
5.9.1.	MODELISATION DE L'OUVRAGE	111
5.9.2.	EVALUATION DE LA MASSE:	
5.9.3.	EVALUATION DE LA RAIDEUR DU TABLIER:	
5.9.4.	EVALUATION DE LA MATRICE DE FLEXIBILITE	
5.9.5.	PERIODE FONDAMENTALE	
5.9.6.	AMORTISSEMENT STRUCTURAL	
5.9.7.	EFFORT VERTICAL	
	LYSE DE LA STRUCTURE	112
5.10.1.	MODELISATION DE LA STRUCTURE.	
5.10.		
5.10.		
5.11. RESU	LTATS	
5.11.1.	PERIODES ET PARTICIPATION MASSIQUE DES MODES	
5.11.2.	Modes propres de Vibration	
5.11.3.	DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS COMBINAISONS DE CHARGES	118

5.12. COMPA	ARAISON DES RESULTATS	120
5.12.1.	SENS LONGITUDINAL	120
5.12.2.	SENS TRANSVERSAL	120
5.12.3.	SENS VERTICAL	120
5.13. DIMEN	SION EN PLAN DE L'APPAREIL	121
5.13.1.	REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX :	121
5.13.1.		
5.13.1.		
5.13.1.	3. Effort dû au séisme	121
5.13.1.	4. Effort due à la déformation (déplacements)	121
5.13.2.	VERIFICATION DES CONTRAINTES :	122
5.13.2.	1. Limitation des contraintes de cisaillement :	122
5.13.3.	FAUT VERIFIER LES DEUX CONDITIONS SUIVANTES :	122
5.14. REDIMI	ENSIONNEMENT EN PLAN DE L'APPAREIL	123
5.14.1.	EFFORT DUE A LA DEFORMATION (DEPLACEMENTS)	123
5.14.2.	VERIFICATION DES CONTRAINTES :	123
5.14.2.	1. Limitation des contraintes de cisaillement :	123
5.14.3.	FAUT VERIFIER LES DEUX CONDITIONS SUIVANTES	123
5.15. ACTION	IS SISMIQUES (SELON PS92)	124
5.15.1.	Acceleration nominal:	124
5.15.2.	SITE	124
5.16. DIMEN	SIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	124
5.16.1.	PRE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	124
5.16.1.		
5.16.1.		
5.16.1.	3. Le choix des appareils d'appuis	125
5.16.2.	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES LONGITUDINALES	
5.16.2.	1. Définition des masses de la structure	125
5.16.2.		
5.16.2.	, , ,	
5.16.2.		
5.16.2.	· ·	
	SOLLICITATIONS SISMIQUES TRANSVERSALES	
5.16.3.		
5.16.4.	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES VERTICALES	
5.16.4.	(
5.16.5. 5.16.5.	VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI :	
5.16.5. 5.16.5.		
5.16.5.		
	DE PILE	
5.17.1.	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	
5.17.1.	 	
5.17.1.		
5.17.1 5.17.1.		
5.17.1. 5.17.1.		
	•	
5.18. COMPA	ARAISON (RPOA ET PS92)	136

СНАР	CHAPITRE 06 : ETUDE D'UN PONT VOUSSOIRE		137
6.1.	IN	FRODUCTION	137
6.2.	PR	ESENTATION DE L'OUVRAGE	137
6.2	2.1.	SITUATION DE L'OUVRAGE	
6.2	2.2.	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	137
6.3.	DE	TERMINATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUE LONGITUDINALE :	138
6.3	3.1.	VERIFICATION DES CONDITIONS NECESSAIRES:	138
6.3	3.2.	ÉVALUATION DE LA RAIDEUR	138
	6.3.2.	1. Pour une pile encastrée en pied :	138
	6.3.2.	2. Raider des appareils d'appui :	138
	6.3.2.	3. Raideur totale par appui :	138
	6.3.2.	4. Raideur du système :	138
	6.3.2.	5. Evaluation de la période propre de l'ouvrage :	139
6.3	3.3.	EVALUATION DE L'AMORTISSEMENT STRUCTUREL :	139
6.4.	SP	ECTRE REPONSE ELASTIQUE :	139
6.4	l.1.	COMPOSANTE HORIZONTALE	139
6.4		COMPOSANTE VERTICALE	
6.4		SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT	140
6.5.	EFI	FORT LONGITUDINAL:	141
6.5	5.1.	EFFORT TOTAL:	141
6.5		DEPLACEMENT DE TABLIER	
6.5		DEPLACEMENT DE LA TETE DE PILE PAR APPORT AU SOL :	
6.6.	so	LLICITATIONS SISMIQUES TRANSVERSALES	142
		Modelisation de l'ouvrage	
6.6		DETERMINATION DES MASSES DE LA STRUCTURE	
6.6			
6.6	_	EVALUATION DE LA RAIDEUR	
	6.6.3. 6.6.3.	·	
	6.6.3.		
	6.6.3.		
6.6		AMORTISSEMENT STRUCTURAL	
6.6		EFFORT TRANSVERSAL	
	,. <i>.</i> . 6.6.5.		
6.7.	CA	LCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES VERTICALES	
6.7		Modelisation de l'ouvrage	
6.7		EVALUATION DE LA MASSE	
6.7		EVALUATION DE LA RAIDEUR	_
6.7	_	DETERMINATION DE LA MATRICE DE FLEXIBILITE:	
6.7		PERIODE FONDAMENTALE	_
6.7	_	AMORTISSEMENT STRUCTURAL	
6.7	-	EFFORT VERTICAL	
6.8.		ALYSE DE LA STRUCTURE	
		MODELISATION DE LA STRUCTURE	
6.8	6.8.1. 6.8.1.		
	6.8.1.		
6.8		RESULTATS	
	6.8.2.		
	6.8.2.	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
		1 1	2.0

ϵ	5.8.2.4.	Diagramme des moments sous différents combinaison	150
6.9.	COMPA	ARAISON DES RESULTATS	152
6.9.	1. SEN	NS LONGITUDINAL	152
6.9.	2. SEN	NS TRANSVERSAL	152
6.9.	3. SEN	NS VERTICAL	152
6.10.	VERIFIC	CATIONS DES APPAREILS D'APPUIS	152
6.10).1. DIM	MENSIONS EN PLAN DE L'APPAREIL	152
6.10).2. REF	PARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX	152
ϵ	5.10.2.1.	Efforts de freinage	152
ϵ	5.10.2.2.	Effort dû au séisme	153
ϵ	5.10.2.3.	Effort due à la déformation (déplacements)	153
6.10).3. VEF	RIFICATION DES CONTRAINTES	153
ϵ	5.10.3.1.	Limitation des contraintes de cisaillement :	153
6	5.10.3.2.	Il faut vérifier les conditions suivantes :	154
6.11.	DETERN	MINATION DES ACTIONS SISMIQUES (SELON PS 92)	154
6.11	1.1. Ac	CELERATION NOMINAL:	154
6.11		E	
6.11	1.3. Co	EFFICIENT DE COMPORTEMENT	154
6.12.	DIMEN	SIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	155
6.12	2.1. PRE	E DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	155
ϵ	5.12.1.1.	Pré dimensionnement vis-à-vis des charges service	155
ϵ	5.12.1.2.	Pré dimensionnement vis-à-vis des actions sismique	
ϵ	5.12.1.3.	Le choix des appareils d'appuis	155
6.12	2.2. DE	TERMINATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES LONGITUDINALES	155
ϵ	5.12.2.1.	Définition des masses de la structure	155
ϵ	5.12.2.2.	Définition de la raideur de la structure	155
ϵ	5.12.2.3.	Evaluation de la période propre de l'ouvrage :	156
ϵ	5.12.2.4.	Evaluation de l'amortissement structurel	156
ϵ	5.12.2.5.	Evaluation des forces statiques équivalentes	156
6.12	2.3. sou	LICITATIONS SISMIQUES TRANSVERSALES	
ϵ	5.12.3.1.	Effort transversal	157
6.12	2.4. SOL	LICITATIONS SISMIQUES VERTICALES	
ϵ	5.12.4.1.	Effort vertical (ascendant ou descendant)	
6.12	2.5. VEF	RIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI:	
ϵ	5.12.5.1.	Tableau récapitulatif	
ϵ	5.12.5.2.	Vérifications sous séisme	
ϵ	5.12.5.3.	Vérifications sous charges de service	160
6.13.	ETUDE	DE PILE	162
6.13	3.1. DE	TERMINATION DES SOLLICITATIONS	
	5.13.1.1.	Efforts provenant du tablier	
ϵ	5.13.1.2.	Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui	162
	5.13.1.3.	Cumul des actions	
-	5.13.1.4.	Combinaisons des directions	
ϵ	5.13.1.5.	Combinaisons d'actions en pied de pile	164
6.14.	COMPA	ARAISON RPOA- PS92	165

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.1.1 : Echelle d'intensité MSK	12
Tableau.1.2 : classification des ponts	15
Tableau.2.2 : Coefficient d'accélération de zone A	18
Tableau.3.2 : Caractéristiques géotechniques des sites	19
Tableau.4.2 : valeurs deT1, T2 et S pour la composante horizontale	20
Tableau.5.2 : Valeurs de T1, T2pour la composante verticale	21
Tableau.1.3 : des accélérations nominales (a _N)	41
Tableau.2.3 : les branches du spectre élastique pour les mouvements horizontaux pour un	
amortissement de 5%	43
Tableau.3.3 : spectre de la branche ascendante pour un amortissement de 5%	43
Tableau.4.3 : Spectre élastique conseillé (mouvements verticaux) pour un amortissement	de 5%
	44
Tableau.5.3 : Paramètres du spectre de dimensionnement pour un amortissement de 5%	45
Tableau.6.3 : de paramètre λ	51
Tableau.7.3 : Paramètre a	54
Tableau.8.3: Paramètre b	54
Tableau.9.3 : de coefficient q	54
Tableau.1.4: les efforts sismiques obtenus selon les méthodes RPOA et conventionnelle	68
Tableau.2.4 : Déplacement de la tête de pile par apport au sol	68
Tableau.3.4 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens longitudinale	80
Tableau.4.4: Déformations longitudinales	85
Tableau.5.4: Rotation	85
Tableau.6.4 : des efforts	85
Tableau.7.4 : les combinaisons des détractions	94
Tableau.8.4 : combinaisons d'action en pied de fût	94
Tableau.9.4 : Comparaison entre les deux règlements	94
Tableau.1.5 : hauteur des piles et des fûtes	96
Tableau.2.5 : le poids de la moitié supérieur de chaque pile	98
Tableau.3.5 : Raideur des appuis sur pile	99
Tableau.4.5 : Raideur totale par appui	99
Tableau.5.5 : les efforts sismiques obtenus selon les méthodes RPOA et conventionnelle	102
Tableau.6.5 : Déplacement de la tête de pile par apport au sol	102
Tableau.7.5 : Force sismique transversale	105

Tableau.8.5 : Résultante sismique horizontal/pile	106
Tableau.9.5 : Force sismique transversale/pile	111
Tableau.10.5: Résultante sismique horizontal/pile	111
Tableau.11.5 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens longitudinal	120
Tableau.12.5 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens transversal	120
Tableau.13.5 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens verticale	120
Tableau.14.5 : Raideur des appuis	125
Tableau.15.5 : Raideur totale par appui	126
Tableau.16.5 : Déformations longitudinales	128
Tableau.17.5: Rotation	128
Tableau.18.5: Efforts	128
Tableau.19.5 : les combinaisons des détractions	135
Tableau.20.5 : combinaisons d'action en pied de fût	136
Tableau.21.5 : Comparaison entre les deux règlements	136
Tableau.1.6: Force sismique transversale	143
Tableau.2.6 : Résultante sismique horizontal/pile (MN)	143
Tableau.3.6 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens longitudinal	152
Tableau.4.6 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens transversal	152
Tableau.5.6 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens verticale	152
Tableau.6.6 : déformation longitudinales	158
Tableau.7.6 : effort	158
Tableau.8.6 : les combinaisons des détractions	164
Tableau.9.6 : combinaisons d'action en pied de pile	164
Tableau.10.6 : Comparaison entre les deux règlements	165

LISTE DES FIGURES

Fig.1.1 : Répartition des plaques tectoniques à la surface du globe et localisation des	
frontières entre plaque	03
Fig.2.1 : dégâts au niveau du pont Isser	04
Fig.3.1 : dégât au niveau du pont EL Harrach	05
Fig.4.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobé en 1995	05
Fig.5.1: Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de	
terre de Taiwan en 1999	06
Fig.6.1: Déplacements relatifs dans le sens longitudinal des portées adjacentes lors du	
tremblement de terre de Taiwan en 1999	06
Fig.7.1 : Entrechoquement des tabliers adjacents du à la rupture des appareils d'appuis	06
Fig.8.1 : attelage de tablier au niveau des piles	07
Fig.9.1: Ruines des piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en	
(1995)	07
Fig.10.1: Rupture par cisaillement de la pille du au manque de ductilité suffisante, séisme de	
Urakawa (1982)	07
Fig. 11.1: Rupture fragile du à une insuffisance de confinement du béton	08
Fig.12.1: Rupture par cisaillement du a un grand espacement des armatures transversal	08
Fig.13.1: institut national de la technologie, USA	08
Fig.14.1: I'espacement maximal et une section minimale des armatures	09
Fig.15.1: Rupture de pont de SHOWA, causée par la liquéfaction de sol des fondations lors du	
séisme de NIIGATA 1964	09
Fig.16.1: tassements de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995	10
Fig.17.1: Exemple d'ondes sismiques se propageant horizontalement	11
Fig.18.1 : Enregistrement du séisme du Frioul en Italie (1976)	13
Fig.1.2: carte de zonage sismique de l'Algérie	18
Fig.2.2 : spectre de réponse élastique- composante horizontale- (5% d'amortissement)	21
Fig.3.2 : spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement	22
Fig.4.2 : spectre de dimensionnement- 5% d'amortissement	22
Fig.5.2 : Pont biais	25
Fig.6.2 : séisme longitudinal	26
Figure 7.2 : séisme transversal	28
Fig.8.2 : moments de dimensionnement en capacité	34
Fig.9.2 : Matériaux et disposition des éléments	36

Fig.10.2 : fichier texte de spectre de réponse
Fig.11.2 : Définition du spectre dans le sap2000
Fig.1.3 : type des sites
Fig.2.3 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composantes
horizontales (Guide AFPS 92)
Fig.3.3 : spectre élastique pour les mouvements horizontaux pour un amortissement de 5%
Fig.4.3 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante verticale
(Guide AFPS 92)
Fig.5.3: Spectre élastique conseillé pour un amortissement de 5%
Fig.6.3 : Spectre de dimensionnement pour un amortissement de 5% (Guide AFPS 92)
Fig.7.3 : un fût de pile bloqué en tête, avec un appareil d'appui fixe
Fig.8.3 : une pile constituée d'un seul fût encastré en tête
Fig.9.3 : le barycentre des raideurs K_i des appuis
Fig.10.3: Charge uniforme
Fig.11.3 : Exemple de pont régulier (vue en élévation)
Fig.12.3 : Exemple de pont irrégulier (vue en élévation) : pile centrale courte
Fig.13.3 : Exemple de pont irrégulier (vue en élévation) : piles latérales trop raides
Fig.14.3 : Évaluation du mode de balancement transversal (Guide AFPS 92)
Fig.15.3 : Réactions d'appui pour différents types de pont
Fig.16.3: Repos d'appui
Fig.17.3 : Efforts sismiques sur une pile
Fig.18.3 : diagramme de flambent
Fig.1.4 : vue en 3D de l'ouvrage
Fig.2.4 : coupe transversal
Fig.3.4: diagramme de spectre horizontal ξ =5%
Fig.4.4 : diagramme de spectre vertical ξ =5%
Fig.5.4 : diagramme de spectre de dimensionnement ξ =5%
Fig.6.4 : matériel utilisé
Fig.7.4 : géométrie de la poutre
Fig.8.4 : géométrie du tablier
Fig.9.4 : géométrie du chevêtre et fût
Fig.10.4: modélisation de la pile
Fig.11.4: modélisation des culées
Fig.12.4: modélisation des appareils d'appui

Fig.13.4 : condition aux limites	74
Fig.14.4: chargement du tablier	74
Fig.15.4 : réponse spectres fonctions	75
Fig.16.4 : spectre de réponse verticale	75
Fig.17.4: spectre de réponse horizontale	75
Fig.18.4: spectre de dimensionnement	75
Fig.19.4: modèles de charge	75
Fig.20.4 : cas de charge	75
Fig.21.4: combinaisons de charge	76
Fig.22.4 : taux de participation de la charge modale	76
Fig.23.4 : rapport de mass modale participant	76
Fig.24.4: facteur de participation modale	77
Fig.25.4 : périodes et fréquences modales	77
Fig.26.4 : forme propre de vibration mode 1 et 2	77
Fig.27.4 : forme propre de vibration mode 3 et 4	78
Fig.28.4 : forme propre de vibration mode 5 et 6	78
Fig.29.4 : forme propre de vibration mode 7 et 8	78
Fig.30.4 : forme propre de vibration mode 9 et 10	78
Fig.31.4 : forme propre de vibration mode 11 et 12	78
Fig.32.4 : diagramme du moment sous poids propre	79
Fig.33.4 : diagramme du moment sous séisme longitudinal	79
Fig.34.4 : diagramme du moment sous séisme verticale	79
Fig.35.4 : diagramme du moment sous séisme transversale	79
Fig.36.4 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+E1	79
Fig.37.4 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+E2	80
Fig.38.4 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+E3	80
Fig.39.4 : Diagramme des forces sous la combinaison G+E3	80
Fig.1.5 : vue 3D de l'ouvrage	97
Fig.2.5 : pile du pont	97
Fig.3.5 : spectre de réponse-composant horizontal- ξ =5%	100
Fig.4.5 : spectre de réponse-composant horizontal- ξ=5%	100
Fig.5.5 : spectre de dimensionnement- ξ =5%	101
Fig.6.5 : model mathématique de l'ouvrage	103
Fig.7.5 : Modélisation de l'ouvrage	106

Fig.8.5 : Modélisation de l'ouvrage au séisme transversal	109
Fig.9.5 : Modélisation de l'ouvrage au séisme vertical	111
Fig.10.5 : condition aux limites	113
Fig.11.5 : caractéristique des tendons	113
Fig.12.5 : géométrie des tendons	113
Fig.13.5 : combinaisons de charge	113
Fig.14.5 : taux de participation de la charge modale	114
Fig.15.5 : rapport de mass modale participant	114
Fig.16.5 : facteur de participation modale	114
Fig.17.5 : périodes et fréquences modales	114
Fig.18.5 : forme propre de vibration mode 1	115
Fig.19.5 : forme propre de vibration mode 2	115
Fig.20.5 : forme propre de vibration mode 3	115
Fig. 21.5 : forme propre de vibration mode 4	115
Fig. 22.4 : forme propre de vibration mode 5	116
Fig. 23.5 : forme propre de vibration mode 6	116
Fig. 24.5 : forme propre de vibration mode 7	116
Fig. 25.5 : forme propre de vibration mode 8	116
Fig. 26.5 : forme propre de vibration mode 9	117
Fig.27.5 : forme propre de vibration mode 10	117
Fig.28.5 : forme propre de vibration mode 11	117
Fig.29.5 : forme propre de vibration mode 12	118
Fig.30.5 : diagramme du moment sous poids propre	118
Fig.31.5: diagramme du moment sous séisme longitudinal	118
Fig.32.5 : diagramme du moment sous séisme verticale	118
Fig.33.5 : diagramme du moment sous séisme transversale	119
Fig.34.5 : digramme du moment sous la précontrainte	119
Fig.35.5 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E1	119
Fig.36.5: courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E2	119
Fig.37.5 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E3	120
Fig.38.5: Diagramme des forces sous la combinaison G+P+E3	120
Fig.1.6 : vue en 3D de l'ouvrage	137
Fig. 2.6 : coupe transversal	138
Fig.3.6 : diagramme de spectre horizontal ξ=5%	140

Fig.4.6 : diagramme de spectre vertical ξ =5%	140
Fig.5.6 : diagramme de spectre de dimensionnement ξ =5%	141
Fig.6.6 : model mathématique de l'ouvrage	142
Fig.7.6 : modélisation de l'ouvrage	143
Fig.8.6 : géométrie du tablier	145
Fig.9.6 : condition aux limites	145
Fig. 10.6 : caractéristique des tendons	146
Fig.11.6 : géométrie des tendons	146
Fig.12.6 : rapport de mass modale participant	146
Fig.13.6 : facteur de participation modale	146
Fig.14.6 : périodes et fréquences modales	147
Fig.15.6 : forme propre de vibration mode 1	147
Fig.16.6 : forme propre de vibration mode 2	147
Fig.17.6 : forme propre de vibration mode 3	147
Fig.18.6 : forme propre de vibration mode 4	148
Fig.19.6 : forme propre de vibration mode 5	148
Fig. 20.6 : forme propre de vibration mode 6	148
Fig.21.6 : forme propre de vibration mode 7	148
Fig.22.6 : forme propre de vibration mode 8	149
Fig.23.6 : forme propre de vibration mode 9	149
Fig.24.6 : forme propre de vibration mode 10	149
Fig.25.6 : forme propre de vibration mode 11	149
Fig.26.6 : forme propre de vibration mode 12	150
Fig.27.6 : diagramme du moment sous poids propre	150
Fig. 28.6 : diagramme du moment sous séisme longitudinal	150
Fig. 29.6 : diagramme du moment sous séisme verticale	150
Fig. 30.6: diagramme du moment sous séisme transversale	150
Fig.31.6 : digramme du moment sous la précontrainte	151
Fig.32.6 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E1	151
Fig.33.6 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E2	151
Fig.34.6 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E3	151
Fig.35.6: Diagramme des forces sous la combinaison G+P+E3	151

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

Tout simplement, un pont est un ouvrage de franchissement, il permet de franchir un obstacle qui peut être un Oued, une Route ou une voie ferrée.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question: comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal? Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations violentes et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

Ces phénomènes provoquent l'endommagement, voir même l'effondrement des ouvrages d'art, c'est surtout parce que les charges sismiques agissent de façon très particulière, bien différente de celle des autres charges.

De ce fait, la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et de leurs conséquences économiques et humaines. La solution parasismique semble être une solution de protection efficace.

Devant l'importance de l'investissement réalisé en ouvrages d'art en Algérie, ainsi que les graves tremblements de terre survenus au cours de cette dernière décennie (séisme de Zemmouri du 21 Mai 2003), les autorités publiques algériennes désignées par le Ministère des Travaux Publics se sont résolument engagées pour la mise en place d'un référentiel parasismique national en matière de conception et de réalisation des ouvrages d'art : Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008), afin d'assurer la vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul, de sorte que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

L'objectif de notre travail étant dans un premier de montrer au travers des exemples pratiques et réels, le déroulement du calcul dynamique adopté par RPOA.

Dans un deuxième temps faire le même travail selon d'autres règlements étrangers de calcul parasismique tel que PS92.

A la fin, une comparaison entre les règlements choisis (RPOA et PS92) et le calcul automatique à l'aide d'un logiciel SAP2000.

Ce travail s'articule autour de six chapitres :

- Le chapitre 1, effet de séisme.
- Le chapitre 2, analyse dynamique selon règlement RPOA.
- Le chapitre 3, analyse dynamique selon règlement PS92.
- Le chapitre 4, étude d'un pont a poutres multiples en béton précontrainte de deux travées.
- Le chapitre 5, étude d'un pont a poutres multiples en béton précontrainte de cinq travées.
- Le chapitre 6, étude d'un pont voussoir.

Chapitre 1

Effet de séisme

CHAPITRE 1: EFFETS DU SEISME

1.1. introduction

Le séisme est l'un des phénomènes naturels des plus dévastateurs et destructeurs causant d'énormes dégâts humains et matériels.

Les tremblements de terre tels que celui de Loma Prieta (San Francesco, 1989), Northridge (Californie, 1994), et Kobé (Japon, 1997) ont touché aussi bien les structures d'habitation, que les ouvrages d'art tels que les ponts, dont certains sont considérés comme ouvrages stratégiques qui doivent en principe rester fonctionnels en cas de séisme.

Les différentes campagnes d'investigations post-sismiques réalisées sur les ponts, ont permis de constater que ceux construits dans des zones à forte sismicité continuent d'être vulnérables aux séismes et ce malgré les ajustements considérables apportés dans les normes de conception, ayant permis de corriger les lacunes majeures des éditions précédentes.

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité, une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, néanmoins, l'effet de la composante vertical peut apparaitre dans une zone de forte sismicité, la raison pour laquelle les règlements en vigueur(RPOA) recommandent une vérification vis-à-vis de la composante vertical ascendante de séisme dans les tabliers en béton précontraint. Al 'inverse de la composante vertical la composante horizontale du déisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et Particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

1.2. Origine des séismes

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

Un séisme est caractérisé par :

- **Sa magnitude**, identique en tout lieu pour un même séisme, traduit l'énergie libérée par le séisme. Elle est généralement mesurée par l'échelle ouverte de Richter.
- **Son intensité**, mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné (pas une mesure objective). L'intensité n'est par contre est fonction en plus de la magnitude du séisme, mais du lieu où la mesure est prise.
- La fréquence et la durée des vibrations, ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.
- La faille provoquée (verticale ou inclinée), elle peut se propager en surface.

1.3. Production des séismes

La surface de la terre est constituée d'une douzaine de plaques tectoniques, de forme irrégulière et d'environ 100 km d'épaisseur. Il existe trois types de mouvements entre plaques: certain essai écartent, d'autres convergent et enfin d'autres coulissent.

La plupart des séismes se produisent aux limites de ces plaques. Moins de 10% des séismes surviennent à l'intérieur même des plaques.

Alors que les plaques se déplacent régulièrement, de quelques millimètres à quelques centimètres par an, les failles restent bloquées durant de longues périodes, puis elles coulissent brutalement, rattrapant ainsi le retard accumulé et engendrant alors un séisme.

Tectonique des plaques

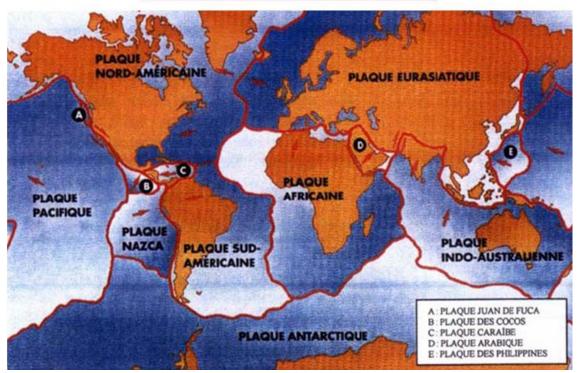


Fig. 1.1 : Répartition des plaques tectoniques à la surface du globe et localisation des frontières entre plaque On retrouver donc les plaques principales suivantes :

- Plaque pacifique.
- Plaque nord-américaine.
- Plaque eurasiatique.
- Plaque africaine.
- Plaque antarctique.
- Plaque sud-américaine.
- Plaque nazca.
- Plaque indo-australienne.

1.4. effets des séismes

1.4.1. effets directs

Action du sol sur les ouvrages, des oscillations, mais aussi le jeu de la faille jusqu'en surface (même sur la rocher horizontal).

1.4.2. es effets de site

Modification sensible du ((signal sismique)) par un site, pouvant amplifier les accélérations du sol pour certaines fréquences : provoqué des résonances propres à ce site-là.

1.4.3. effets induits

Grands déplacements de sol ou d'eau pouvant agir sur les ouvrages.

1.5. Dommage sismique des ponts

Les enseignements tirés des séismes précédents ont aidé les concepteurs à identifier et classer

- La perte d'assise.
- La fragilité.
- Liquéfaction.

1.5.1. perte d'assise

Sous une importante sollicitation sismique causant la rupture des appareils d'appui, les butées de sécurité et de blocage entrent en jeu afin d'éviter les déplacements entre le tablier et ses appuis. Pourtant, il arrive que ces déplacements soient tellement importants qu'ils conduisent à la destruction des butées entrainant ainsi l'effondrement du tablier.

On peut citer comme exemples les différents cas suivants :

1.5.1.1. En Algérie

a. Pont sur l'oued ISSER

C'est un ouvrage en béton armé datant de 1974 dont les deux extrémités ont été remplacées en 1992 suite à des destructions par charges explosives.

Les principaux désordres sont dus à des déplacements transversaux du tablier, ils apparaissent nettement au niveau des joints de dilatation.

Les poutres des travées centrales ont échappé à leurs appareils d'appui.





Fig.2.1: dégâts au niveau du pont Isser

b. Pont sur oued el Harrach

Il s'git d'un ouvrage mixte de 900 m de longueur, poutres acier en I et tablier en béton armé.

Les poutres métalliques ont une portée de 35 m et le tablier en béton armé rend solidaires les poutres sur 3 travée, un joint de dilatation apparaît donc tous les 105 m. C'est un pont à trois fois deux vois.

Le chevêtre repose sur des pieux flottants de 40 m de langueur.

Dans la zone ou les piles sont les plus hautes, le déplacement d'une travée de 105 m supportant la circulation vers l'Est a subi une rotation engendrant un déplacement latéral à une extrémité de 52 cm suite à la secousse principale et de 8 cm supplémentaire après les répliques consécutives.









Fig.3.1: dégât au niveau du pont EL Harrach

1.5.1.2. A l'étranger

Sous l'effet d'un séisme longitudinal L'échappement de tablier de ces appuis constitue un des dysfonctionnements les plus fréquents des ponts à travées indépendantes. Ce type de dommage aux ponts à travées indépendantes du à la courte zone d'appui assurée au tablier.



Fig. 4.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobé en 1995



Fig. 5.1: Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999

Ce genre de dégât doit être évité, vu que l'effondrement de tablier d'un pont conduit à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic. Jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé.





Fig. 6.1: Déplacements relatifs dans le sens longitudinal des portées adjacentes lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999



Fig. 7.1 : Entrechoquement des tabliers adjacents du à la rupture des appareils d'appuis

Une des solutions à ces problèmes, est de prévoir un attelage de tablier au niveau des piles afin de rendre la structure continue, si un déplacement excessif est prévu, sous l'effet du tremblement de terre qui caractérise le site de l'ouvrage, dans le cas des ouvrages qui sont déjà réalisés.

Dans le cas des ouvrages qui ne sont pas encore réalisés, les règlements parasismiques en vigueur (RPOA), prévoient un repos minimal d'appui qui tient compte le déplacement relatif entre le tablier et le support.

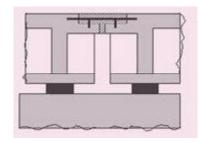


Fig.8.1: attelage de tablier au niveau des piles

1.5.2. fragilité

L'une des dommages qu'on peut envisager aussi dans les ouvrages, est l'endommagement des piles, qui peut amener dans la plus part des cas à l'effondrement de l'ouvrage, c'est le cas le plus fréquemment rencontré pour les piles en béton armé qui sont dimensionnées de manière conventionnelle, avec une faible armature transversale et un grand espacement de celles-ci, qui conduit à une rupture de type fragile.

C'est-à-dire le ferraillage transversal insuffisant des piles fait qu'un bon confinement et une ductilité appropriée ne soient pas assurés. Ceci entraine un flambement des armatures longitudinales. On peut citer comme exemples les différents cas suivants :



Fig. 9.1: Ruines des piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en (1995)



Fig. 10.1: Rupture par cisaillement de la pille du au manque de ductilité suffisante, séisme de Urakawa (1982)



Fig. 11.1: Rupture fragile du à une insuffisance de confinement du béton



Fig. 12.1: Rupture par cisaillement du a un grand espacement des armatures transversal

Plusieurs recherches ont été faites pour améliorer la performance sismique des ponts. Des résultats ont été arrêtés pour se prémunir de ce type de rupture (rupture fragiles).



Fig. 13.1: institut national de la technologie, USA

Les dispositions constructives qui sont arrêtées par les règlements parasismiques alors, c'est le fruit de ces nombreuses recherches. Accompagnée d'une base théorique issue de la mécanique classique.

Parmi ces résultats :

- Un ferraillage approprié des zones nodales, Doit assurer le confinement du béton.
- Un espacement maximal et une section minimale des armatures transversales doit être respectée pour éviter une rupture fragile par cisaillement.

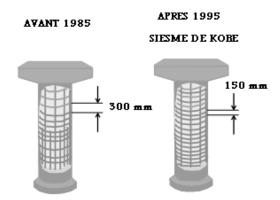


Fig. 14.1: l'espacement maximal et une section minimale des armatures

Un pourcentage des armatures longitudinales ne doit pas sorties des gammes arrêtées par les règlements, Pour assurer une ductilité appropriée aux sections.

1.5.3. Liquéfaction et tassements des sols

Dans certaine sols, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformation de grande amplitude. On cite comme exemple les différents cas ci-après.



Fig. 15.1: Rupture de pont de SHOWA, causée par la liquéfaction de sol des fondations lors du séisme de NIIGATA 1964

Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995.



Fig. 16.1: tassements de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995

1.6. Foyer et épicentre

Le point de la surface du sol à la verticale du foyer à partir duquel proviennent les ondes sismiques est son épicentre. La détermination de sa position est un problème complexe et donne des résultats plus ou moins précis car la libération d'énergie est un événement ni ponctuel, ni instantané.

1.7. Ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu en le modifiant selon la magnitude du séisme.

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types.

1.7.1. Ondes de volume

Les ondes de volume se propagent comme toutes les ondes, et en particulier comme les rayons lumineux, elles peuvent être réfléchies ou réfléchie, c'est-à-dire déviées à chaque changement de milieu, au passage manteau-noyau par exemple. Elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur de la terre.

Il existe deux types d'ondes à savoir P et S.

1.7.1.1. Ondes longitudinales

Ou primaires(P), se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement (6 Km/s prés de la surface) que les autres et sont généralement peu destructrices.

Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre.

1.7.1.2. Ondes transversales

Ou secondaires(S), s'accompagnent, sans changement de volume, d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau externe de la terre. Leur vitesse est de l'ordre de 4.06 Km/s.

Elles apparaissent en seconde lieu sur les enregistrements.

Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2.

1.7.2. Ondes de surfaces

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface de deux types :

1.7.2.1. Ondes de Love(L)

Sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

Les ondes de love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de caractéristique différentes.

1.7.2.2. Ondes de Rayleigh(R)

Se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

En résumé, les ondes de cisaillement(S) et(L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

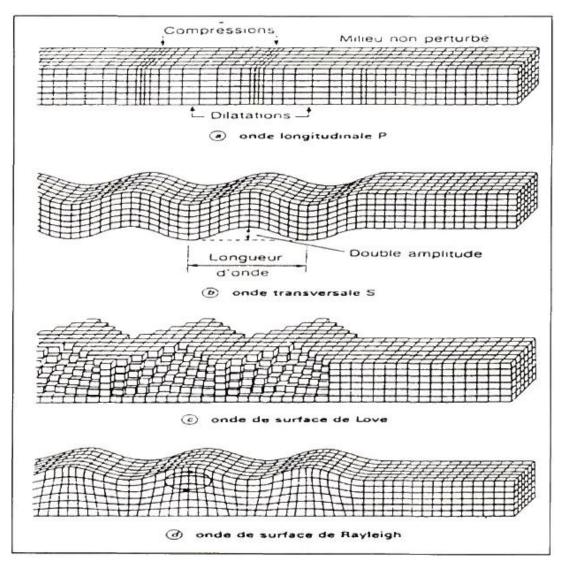


Fig. 17.1: Exemple d'ondes sismiques se propageant horizontalement

(Jacques BETBEDER MATIBET- Techniques de l'Ingénieur)

1.8. Quantification du mouvement sismique

Les mouvements sismiques qui intéressent l'ingénieur sont ceux qui se produisent à la surface du sol ou à son voisinage immédiat. Pour pouvoir quantifier un séisme, il est nécessaire d'avoir certaines données relatives à ce dernier, sont définis ci-après.

1.8.1. Données d'observations : Echelles d'intensité

De nombreuses échelles d'intensité ont été proposées pour apprécier l'effet du séisme sur les constructions. Le tableau 1 présente la description abrégée de l'échelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Karnik) actuellement utilisée en Europe.

Cette échelle comporte 12 degrés qui caractérisent les dégâts observés dans les constructions, les impressions ressenties par les témoins et les comportements des sites naturels (sols, pentes,...).

L'échelle MSK (Medvedev, Sponheuer ct Karnik) utilisée en Europe depuis 1964.

degré	Effets
1	Secousse imperceptible à l'homme.
II	Secousse ressentie par un petit nombre d'observateurs et, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
Ш	Secousse ressentie par un certain nombre d'habitants.
IV	Ebranlement constaté par beaucoup à l'intérieur des maisons : vibration de vaisselle, craquements des planchers et des plafonds
V	Ebranlement constaté par toute la population : réveil des dormeurs Ebranlement de meubles et de lits.
VI	Des personnes effrayées sortent des habitations : tintement général des sonnettes, chute de plâtras
VII	Maisons légèrement endommagés, lézardes dans les murs ; chutes de cheminées en mauvais état.
VIII	Sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées chutes de rochers en montagne.
IX	De solides maisons de construction européenne sont sérieusement endommagées un grand nombre rendues inhabitables.
х	La plupart des bâtiments sont détruits avec leurs fondations rails de chemin de fer légèrement recourbes dommages aux ponts.
ΧI	Destruction totale des bâtiments de pierre, des ponts, des digues grands éboulements de terrain.
XII	Rein e demeure plus des œuvres humaines, changement dans La topographie.

Tableau 1.1 : Echelle d'intensité MSK

1.8.2. Données instrumentales : Magnitude

La magnitude, définie en 1935 par Richter, pour mesurer l'énergie des séismes, est fonction de l'amplitude maximum qu'enregistrerait un sismographe étalon placé à 100 km de l'épicentre.

Les séismes de magnitude inférieure à 3-3,5, même proches de la surface donnent rarement, même à l'épicentre, une intensité supérieure à II et ne sont donc pas ressentis par l'homme.

De nombreuses échelles d'intensité ont été proposées des pour apprécier l'effet du séisme sur les constructions. Le tableau 1 présente la description abrégée de l'échelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Karnik) actuellement utilisée en Europe.

Cette échelle comporte 12 degrés qui caractérisent les dégâts observes dans les constructions, les impressions ressenties par les témoins et les comportements des sites naturels (sols, pentes,...).

1.9. Sismographe

Cet instrument mesure les mouvements du sol lors d'un séisme. Le résultat de l'enregistrement est le sismogramme. Ce dernier est appelé accélérogramme si l'instrument de mesure est un accéléromètre.

Les enregistrements donnent pour chacune des trois composantes, l'accélération en fonction du temps soit a(t). Les vitesses v(t) et les déplacements d(t) s'en déduisent par intégrations successives (Fig 18.1).

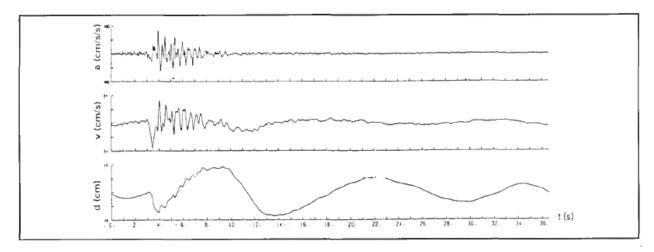


Fig. 18.1: Enregistrement du séisme du Frioul en Italie (1976)

(V. DAVIDOVICI : Génie Parasismique - ENPC)

1.10. L'action sismique en un site donné

On s'intéresse principalement aux mouvements sismiques les plus agressifs dont l'occurrence sur le site est à considérer comme possible.

Les données nécessaires pour ces études sont des données relatives à la sismicité instrumentale pour les périodes très récentes ou des données relatives à la sismicité historique d'une région pour les périodes lointaines. Ces dernières sont généralement difficiles à obtenir et souvent peu fiables, particulièrement en ce qui concerne les localisations d'épicentre.

1.10.1. Evaluation de l'aléa sismique

L'aléa est la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau d'un phénomène naturel.

L'évaluation de l'aléa sismique sur un site donné consiste à déterminer les mouvements sismiques les plus agressifs dont l'occurrence sur le site est à considérer comme possible.

Cette définition est de nature probabiliste car la notion d'occurrence possible est toujours liée à la fixation d'un seuil de probabilité au-dessus duquel l'aléa est considéré comme négligeable.

L'établissement des cartes où apparaissent les courbes d'iso valeurs des paramètres tels que la probabilité annuelle de ressentir en un site une secousse d'intensité supérieure ou égale à une valeur donnée, ou l'intensité de la secousse donnée du site pouvant être atteinte ou dépassée pour une période de temps donnée ou une probabilité fixée par avance, a permis de réaliser le zonage sismique en Algérie.

Les données nécessaires pour ces études sont des données relatives à la sismicité instrumentale pour les périodes très récentes ou des données relatives à la sismicité historique d'une région pour les

périodes lointaines. Ces dernières sont généralement difficiles à obtenir et souvent peu fiables, particulièrement en ce qui concerne les localisations d'épicentre.

1.10.1.1. Données sismologiques

Un séisme impose aux fondations d'une construction une succession de déplacements rapides. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

1.10.2. Données topographiques

La vue en plan du site doit indiquer les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc. D'après le levé topographique du site, nous pouvons dire que le site ne présente pas des grandes difficultés vis-à-vis l'accès et la réalisation.

1.10.3. Données climatiques

C'est l'ensemble des données relatives aux agents climatiques tels que : le vent, la température et la neige.

1.11. Conclusion:

Ce chapitre a présenté un bref historique sur quelques dégâts causés par des séismes passés, sur les ouvrages d'arts. Ces différents dégâts peuvent prendre beaucoup de forme, selon le mouvement des terres, configuration total et détails spécifiques du pont...etc. En dépit de ces complexités, le dossier est clair, La chute des tabliers (rencontré fréquemment dans le cas des ouvrages à travées indépendantes), l'endommagement voir même la rupture des piles et des dommages complexes qui peuvent affectées les fondations des ouvrages, sont les principaux dommages qu'on peut rencontrer dans les ouvrages d'arts.

A cet effet, la prise en compte de risque sismique paraît primordiale dans l'évaluation de la sécurité structurelle des ouvrages d'arts.

Chapitre 2

Analyse dynamique selon règlement RPOA

CHAPITRE 2 : Analyse dynamique selon règlement RPOA 2008

2.1. Introduction

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. Cette réponse concerne le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Les séismes provoquent des mouvements du sol qui excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis sous deux aspects :

- une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
- un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Ces déplacements sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. L'action du séisme sur une structure peut être modélisée par le coefficient d'accélération de Zone A et des spectres de réponse (pour les trois composantes du mouvement), ou par des accélérogrammes (enregistrements réels ou accélérogrammes artificiels construits à partir de spectre de réponses par des méthodes statistique).

2.2. Exigences fondamentales et règles générales de conception

2.2.1. Objectifs

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

La démarche de dimensionnement de ce règlement est basée, en ce qui concerne la résistance sismique des ponts, sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues, avec une fiabilité appropriée, après l'événement sismique de calcul et sur l'exigence que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maîtrisés.

La protection étant donc relative et d'un risque acceptable, il est admis des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations de certains éléments non structuraux.

2.2.2. Classification des ponts

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 1.2: classification des ponts

a) Groupe 1 : Pont stratégique

Ce groupe recouvre les ponts stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

- Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public ;
- Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aérodromes ;
- Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2003).
- Liaisons ferroviaires.

b) Groupe 2: Pont important

Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;
- les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;
- les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003).

c) Groupe 3: Pont d'importance moyenne

- Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Les ouvrages classés dans les groupes 2 ou 3 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

2.3. Exigences fondamentales

La conception parasismique a pour but de satisfaire les deux exigences fondamentales suivantes :

2.3.1. Exigence de non effondrement (ELU)

Après l'occurrence de l'événement sismique de calcul, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate.

Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, en certains parties par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement.

La plastification en flexion de certaines sections (formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables.

Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes.

2.3.2. Minimisation des dommages (ELS)

En cas de séisme modéré (moins intense mais plus fréquent), la structure doit rester dans le domaine élastique (ELS) permettant la reprise des circulations après une courte inspection.

Pour les ponts routiers, les critères ELS sont couverts par les critères ELU.

2.4. Règles générales de conception

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Lors de l'étude du site de l'ouvrage, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes telles que la présence de failles tectoniques potentiellement actives et/ou de zones liquéfiables.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier.

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis.

Deux approches pour la conception des appuis :

- Concevoir des appuis élastiques (piles et culées) sous réserve d'un choix judicieux d'appareils d'appui au niveau de l'interface tablier/appuis.
- Concevoir des appuis ductiles (piles) sous réserve d'une conception détaillée des rotules plastiques dont la formation doit être confirmée par calcul.

Dans le cas d'appuis ductiles, l'emplacement des points de dissipation de l'énergie (rotules plastiques) doit être choisi de manière à assurer leur accessibilité pour le contrôle et les réparations.

Le comportement sous séisme des tabliers de ponts courants demeure généralement, dans le domaine élastique.

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- Un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis,
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis.

Un équilibre doit en général être maintenu entre les prescriptions de résistance et de déformabilité pour les supports horizontaux. Une grande déformabilité réduit le niveau de l'action sismique de calcul, mais augmente le mouvement aux joints et aux appuis mobiles et peut conduire à des effets du second ordre importants.

Pour la maîtrise des déplacements, deux systèmes de butées existent :

- Les butées de sécurité, destinées à empêcher le tablier de quitter ses appuis sous séisme ultime,
- Les butées de blocage, destinées à limiter fortement le déplacement relatif du tablier par rapport à ses appuis sous séisme sont utilisées en complément à des appareils d'appui en élastomère fretté ou à des appareils d'appui spéciaux glissants.

2.5. Actions sismiques

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

2.6. Critères de classification

Le présent chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

2.6.1. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.
Zone I : faible.
Zone IIa : moyenne.
Zone IIb : élevée.
Zone III : très élevée.

La carte ci-après présente la classification des zones sismiques de l'Algérie par Wilaya et par Commune.

Tout pont qui a des fondations dans deux zones de sismicité différentes est considéré comme étant situé tout entier dans la zone de sismicité supérieure.

2.6.2. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe	Zone sismique				
de pont	ı	lla	IIb	II	
1	0.15	0.25	0.30	0.40	
2	0.12	0.20	0.25	0.30	
3	0.10	0.15	0.20	0.25	

Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération de zone A

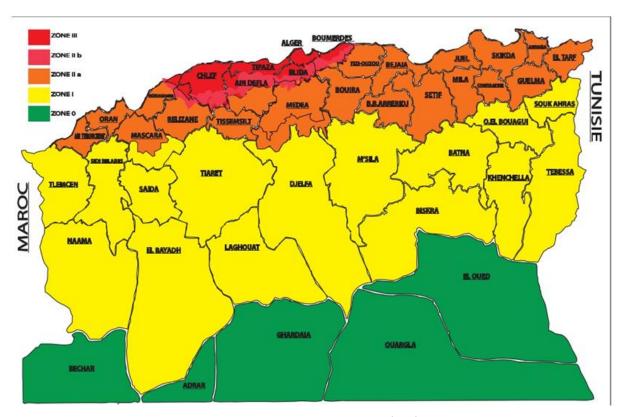


Fig.1.2: carte de zonage sismique de l'Algérie

2.6.3. Classification des sites

2.6.3.1. Catégories et critères de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

Catégorie S₁: (site rocheux)

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_S \ge 800 \text{ m/s}$.

Catégorie S₂: (site ferme)

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sur consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec Vs ≥ 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S₃: (site meuble)

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 20 m de profondeur.

- Catégorie S₄: (site très meuble)

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour Vs < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec Vs < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Cat	Description		<mark>qс</mark> (MPa) (с)	N (d)	pl (MPa) (e)	E _p (MPa) (e)	q̄_u (MPa) (f)	$\overline{oldsymbol{V}}_{oldsymbol{s}}$ (m/s)
S ₁	Rocheux (a)		/	/	> 5	> 100	>10	Vs ≥ 800
C	Ferme	Sable/ gravier	> 15	> 50	> 2	> 20	/	400 ≤ Vs< 800
S ₂	renne	Argile	> 5	/	> 2	> 25	> 0,4	
c	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	/	200 ≤ Vs< 400
S ₃	ivieubie	Argile	1,5-5	/	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S ₄	Très Meuble ^(b)	Sable/ gravier	< 5	< 10	< 1	< 5	/	100 ≤ Vs< 200
	ivieuble.	Argile	< 1,5	/	< 0,5	< 5	< 0,1	

Tableau 3.2 : Caractéristiques géotechniques des sites

- a) La valeur de V_s doit être mesurée sur site. Les roches tendres ou altérées sont à classer en S_2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut pas être classé en S_1 s'il existe plus de 3 m de sol meuble entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations.
- b) b) Le site est classé en S_4 s'il y a présence d'au moins 3 m d'argile molle caractérisée par un indice de plasticité IP >20, une teneur en eau naturelle $w_n \ge 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse de cisaillement $V_s < 150$ m/s.
- c) La moyenne harmonique d'un paramètre quelconque « p» est donnée par :

$$\overline{P} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{h_i}{p_i}\right)}$$

Avec:

 $H = \sum_{i=1}^{n} (h_i = \text{hauteur de la colonne de sol 30m}).$

2.6.4. Détermination des actions sismiques

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace.
- un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A et les spécifications de l'article 3.4.2.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$) quand ce taux est différent de 5%.

2.6.4.1. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

a) Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

Sae (T,
$$\xi$$
) (m/s²) =
$$\begin{cases} A. g. S. \left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5. \eta. A. g. S & T_1 < T < T_2 \\ 2.5. \eta. A. g. S \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 < T < 3S \\ 2.5. \eta. A. g. S \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & 3S < T \end{cases}$$

g: Accélération de la pesanteur (9,81m/s²).

 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : Coefficient de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: Facteur de correction de l'amortissement($η = \sqrt{7/(2+\xi)}$).

 ξ : Taux d'amortissement.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.3	1.3

Tableau.4.2: valeurs deT₁, T₂ et S pour la composante horizontale

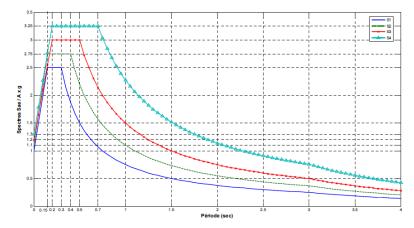


Fig.2.2 : spectre de réponse élastique-composante horizontale- (5% d'amortissement)

b) Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$Sae^{V}(T,\xi)(m/s^{2}) = \begin{cases} \alpha.A.g.\left(1 + \frac{T}{T_{1}}(2,5\eta - 1)\right) & 0 < T < T_{1} \\ 2,5.\alpha.\eta.A.g & T_{1} < T < T_{2} \\ 2,5.\alpha.\eta.A.g\left(\frac{T_{2}}{T}\right) & T_{2} < T < 3S \\ 2,5.\alpha.\eta.A.g\left(\frac{3T_{2}}{T^{2}}\right) & 3S < T \end{cases}$$

g: Accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

 α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité:

 α = 0,7 pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

T₁, T₂: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci après.

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T ₂	0,30	0,40	0,40	0,40

Tab 5.2 : Valeurs de T1, T2pour la composante verticale

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

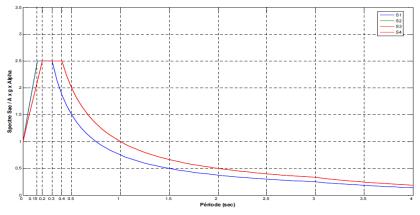


Fig. 3.2 : spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

2.6.4.2. Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$\text{Sad } (T,\xi)(m/s^2) \ = \begin{cases} 2,5.\,\eta.\,\text{A. g. S} & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5.\,\eta.\,\text{A. g. S.} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2,5.\,S.\,\eta.\,\text{A. g.} \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

 T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site donner dans le tableau3.2 de l'RPOA.

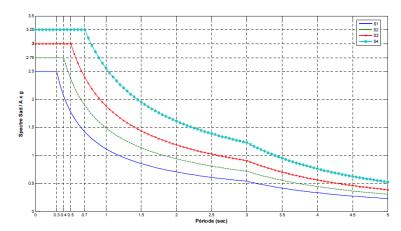


Fig.4.2: spectre de dimensionnement-5% d'amortissement

Le coefficient de comportement q est introduit Pour la composante verticale est pris égal à 1.

2.7. Analyse

2.7.1. Principes

Les ouvrages, objets du présent règlement, sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse.

Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique. Les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts, à l'aide d'une approche linéaire équivalente, en utilisant le spectre de dimensionnement.

Pour déterminer les sollicitations, on commence par effectuer un calcul élastique, quelle que soit la méthode de dimensionnement utilisée par la suite.

Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon à ce qu'il reste élastique.

2.7.2. Hypothèses de base

On distingue les trois directions du séisme, longitudinal, transversal et vertical que l'on traite de façon indépendante.

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon la direction longitudinale et la direction transversale du pont.

Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux.

2.7.3. Modélisation

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, sa raideur, éventuellement la raideur du système de fondation (ou les conditions d'encastrement de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux et de la structure.

Pour schématiser, on pourra considérer que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, et la raideur dans le système d'appui (fondations, appuis et appareils d'appui).

2.7.3.1. Degrés de liberté dynamiques

Le modèle du pont et le choix des degrés de liberté dynamiques doivent représenter, de manière appropriée, la distribution de la raideur et de la masse, afin que tous les modes de déformation et toutes les forces d'inertie significatifs soient convenablement mobilisés sous l'excitation sismique de calcul.

Dans la majorité des cas, il suffit d'utiliser pour l'analyse deux modèles séparés, un pour la modélisation du comportement en direction longitudinale, et l'autre pour la direction transversale.

2.7.3.2. Masses

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure.

Pour les ponts supportant un trafic intense, on peut considérer une part des charges d'exploitation :

- 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains,
- 30% des charges d'exploitations ferroviaires,
- 0% pour les autres cas.

Les masses distribuées peuvent être concentrées aux nœuds conformément aux degrés de liberté choisis.

Lorsque les piles sont immergées dans l'eau, faute d'une approche rigoureuse de l'interaction hydrodynamique, cet effet peut être estimé en prenant en compte une masse additionnelle d'eau entraînée par unité de longueur des piles immergées.

2.7.3.3. Raideurs des éléments

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- fondations et sol environnant,
- appuis,
- appareils d'appuis.

Pour l'estimation de la raideur des éléments en béton armé, on utilise la section non fissurée.

2.7.3.4. Amortissement

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2.

- Acier boulonné: 4.

- Béton précontraint : 2.

- Béton non armé : 3.

- Béton armé: 5.

- Élastomère fretté: 7.

Le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier.

Pour les ouvrages dont les modes principaux mettent en jeu la déformation simultanée d'éléments constitués de matériaux différents, on retient l'amortissement le plus faible.

Ces valeurs ne concernent que les ouvrages massifs, sans remplissage, ni segmentation.

Quand un pont est muni de dispositifs amortisseurs, on doit savoir que :

- ces dispositifs se comportent souvent comme un système ressort et amortisseur agissant en parallèle.

Il faut en déterminer la raideur et l'incorporer au modèle de calcul :

- le coefficient d'amortissement qu'on leur associe est souvent d'une valeur très élevée, de sorte que la matrice d'amortissement du système peut s'écarter beaucoup du cas diagonalisable sur la base des modes propres non amortis.

2.7.3.5. Modélisation du sol

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis.

Les appuis peuvent entre considérés fixés au sol. Néanmoins, il est recommandé de prendre en compte les effets d'interaction sol structure lorsque le déplacement du sol est supérieur à 30% du déplacement total du centre de masse du tablier.

Les effets d'interaction sol-structure peuvent être pris en compte par toute méthode scientifiquement validée.

2.7.3.6. Effets de torsion

Les ponts biais (angle de biais ϕ < 70 grades) et les ponts dont le rapport $\frac{L}{B} \le 0.2$ ont tendance à tourner autour d'un axe vertical, malgré une coïncidence théorique du centre des masses avec le centre de raideur (L est la longueur totale du tablier continu et B a largeur du tablier).

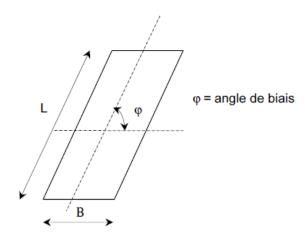


Fig.5.2: Pont biais

Les ponts très biais (ϕ < 50 grades) devraient en général être évités, dans les régions à forte sismicité.

On peut aussi utiliser une excentricité accidentelle majorée. Une approche similaire doit généralement être adoptée dans le cas des ponts à courbure horizontale importante.

Lorsque la méthode monomodale est utilisée pour le dimensionnement des ponts biais, on doit prendre en compte le moment de torsion statique suivant, agissant autour de l'axe vertical passant par le centre de gravité du tablier.

$$Mt = \pm Fe$$

Où:

F: force horizontale.

$$e = e_a + e_d$$

e_a = 0,03L ou 0,03 B est l'excentricité accidentelle de la masse.

 e_d = 0,05L ou 0,05B est une excentricité additionnelle qui reflète l'effet dynamique de la vibration simultanée de translation et de torsion ; pour le calcul de e_a et e_d , on doit utiliser la dimension L ou B transversale à la direction de l'excitation.

Lorsqu'on utilise un modèle dynamique complet (modèle spatial), la partie dynamique de l'excitation de torsion est prise en compte, si le centre des masses est déplacé par l'excentricité accidentelle e_a dans la direction et le sens les plus défavorables. Toutefois, les effets de torsion peuvent être estimés également en utilisant le moment de torsion statique.

La résistance à la torsion de la structure d'un pont ne doit pas se baser sur la rigidité à la torsion d'une seule pile. Dans le cas des ponts à une seule travée, les appuis doivent être dimensionnés pour résister aux effets de la torsion.

2.8. Analyse

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

2.8.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal.

Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ciaprès.

2.8.1.1. Domaine d'application

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).
- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

2.8.1.2. Méthodes d'analyse

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions. Dans chacune des directions, il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

a) Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

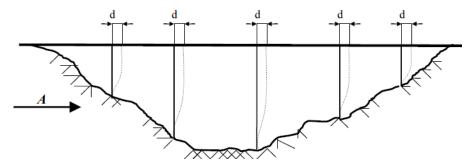


Fig.6.2: séisme longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.S_a(T)$$

Où:

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier ;

Sa (T): accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.

Sa (T): Sae (T) pour un calcul élastique (q=1).

Sa (T) = Sad (T) pour un calcul en capacité (q>1).

Sae (T) et Sad(T) le spectre élastique et le spectre de dimensionnement.

La période fondamentale T a pour expression :

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Où:

 $K=\sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$\mathbf{d} = \left(\frac{\mathbf{T}}{2\pi}\right)^2 \cdot \mathbf{Sa}(\mathbf{T})$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$\mathbf{F_i} = \frac{\mathbf{K_i}}{\mathbf{K}} \mathbf{F}$$

Pour des piles de forte masse excédant le cinquième de celle de la portion de tablier qu'ils portent, l'addition à cette dernière de la moitié de leur masse peut conduire à un surdimensionnement.

On pourra modéliser ces piles en répartissant leur masse en masses partielles sur leur longueur et en adoptant les formules de calcul transversales.

b) Séisme transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

b.1. Modèle à tablier rigide

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si $\frac{L}{B} \le 5$ ou, dans le cas général si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\Delta_{\mathbf{d}}}{\mathbf{d}_{\mathbf{a}}} \leq 0.20$$

Où:

L est la longueur totale du tablier continu.

B est la largeur du tablier.

Et Δ_d et d_a sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de toutes les piles liées transversalement au tablier, sous l'action sismique transversale.

Les formules sont à considérer avec la raideur K et la période T dans le sens transversal.

b.2. Modèle à tablier flexible

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit, ou par toute autre méthode scientifiquement validée :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

Où:

 m_i : masse concentrée au i $\dot{\mbox{\tiny l}}^{\dot{\mbox{\tiny eme}}}$ point nodal.

 \mathbf{u}_i : déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces $f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

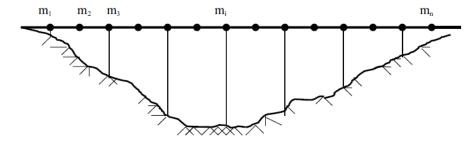


Figure 7.2 : séisme transversal

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i, qui ont pour expression :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{Sa(T)}{g} u_i m_i$$

Où:

T : Période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée.

m_i: Masse concentrée au point i.

 u_i : Déplacement de l'i $^{\text{ème}}$ point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

Sa (T): accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.

Sa (T): Sae (T) pour un calcul élastique (q = 1).

Sa (T): Sad (T) pour un calcul en capacité (q > 1).

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} \ M \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a(T)$$

Pour les nœuds situés au droit des appuis bloqués sur le tablier, la masse de la moitié supérieure de l'appui bloqué est incorporée dans le mi correspondant.

c) Composante verticale du séisme

Dans les tabliers en béton précontraint, les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement.

Les effets de la composante sismique verticale sur les appareils d'appui et les attelages doivent être évalués dans tous les cas.

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les zones de faible sismicité.

La force totale verticale peut être distribuée proportionnellement au mode fondamental flexionnel du tablier, en utilisant le modèle à tablier flexible.

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{Sae^v(T)}{g} v_i m_i$$

Où:

T : période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée.

m_i: masse concentrée au point i.

 v_i : déplacement vertical d'i $^{\dot{\text{e}}^{\text{ine}}}$ point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

 $S_{ae}^{v}(T)$: accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale.

2.8.2. Analyse dynamique linéaire (méthode du spectre de réponse)

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

2.8.2.1. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

Le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si la somme des «masses modales effectives», atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

Le critère ci-dessus est également considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 70 % de la masse totale du pont, à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

2.8.2.2. Combinaison des réponses modales

La valeur maximale probable E, de l'effet d'une action (force, déplacement etc.) doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales E_i (règle SRSS).

$$\mathbf{E} = \sqrt{\sum E_i^2}$$

L'effet de cette action doit être supposé agir dans les deux sens.

Lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées $Ti \leq Tj$, avec le rapport $\rho = \frac{T_i}{T_j}$ dépassant la valeur de $\frac{10}{10+\xi}$ ou ξ est le taux d'amortissement visqueux, la règle SRSS n'est pas sécuritaire.

La méthode de la combinaison quadratique complète (méthode CQC) peut alors être appliquée :

$$\mathbf{E} = \sum_{i} \sum_{i} \mathbf{E}_{i} \mathbf{r}_{ii} \mathbf{E}_{i}$$

n : nombre de modes significatifs considérés avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)p^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\,\xi^2\rho(1+\rho^2)^2}$$

2.8.2.3. Combinaison de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E = Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

Où:

Ex, Ey et Ez: effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

2.8.3. Autres méthodes linéaires

2.8.3.1. Analyse par le spectre de puissance

Une analyse linéaire stochastique de la structure doit être effectuée, soit en appliquant l'analyse modale, soit par des matrices de réponse dépendant de la fréquence, à partir du spectre de densité de puissance en accélération.

Les effets élastiques de l'action doivent être définis comme la valeur moyenne de la distribution statistique de la valeur extrême maximale de la réponse pendant la durée considérée dans le modèle sismique.

Les valeurs de calcul doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le coefficient de comportement q approprié.

La méthode a le même domaine d'application que l'analyse par le spectre de réponse.

2.8.3.2. Analyse temporelle

Dans une analyse temporelle, les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême, calculée pour chaque accélérogramme.

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogramme construits artificiellement ou réels. Cet ensemble doit contenir un nombre suffisant d'accélérogrammes construits pour obtenir une estimation fiable des effets de l'action sismique.

2.8.3.3. Analyse temporelle non linéaire

Cette analyse temporelle non linéaire est donnée à titre indicatif. Son utilisation doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

La réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe de ses équations différentielles non linéaires du mouvement. La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels.

Sauf précision différente dans cette partie, cette méthode ne peut être utilisée que conjointement avec une analyse standard par le spectre de réponse, pour donner un aperçu de la réponse post-élastique et une comparaison entre les ductilités locales exigées et disponibles.

a) Coefficient de comportement pour le dimensionnement en capacité

Lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celle(s)-ci par plastification des aciers longitudinaux dans des zones bien délimitées appelées rotules plastiques. Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent ainsi être réduits, ce qui peut être bénéfique en particulier pour le dimensionnement des fondations.

Pour réduire les efforts de dimensionnement, la notion de coefficient de comportement q est utilisée. Les efforts obtenus par un calcul élastique, en utilisant le spectre de dimensionnement Sad , sont divisés par ce coefficient " q" pour le dimensionnement de la structure. Seuls les efforts sont divisés et non les déplacements.

La formation de rotules plastiques de flexion dans les éléments ductiles est une exigence essentielle pour l'application des valeurs du coefficient q pour le comportement ductile.

Si la formation de rotules plastiques dans les piles n'est pas probable, il ne faut pas utiliser de coefficients de comportement supérieurs à 1 sans motivation particulière, puisque les piles n'arrivent pas à la plastification sous l'action sismique de calcul. Ceci est susceptible de se produire lorsque pratiquement la totalité de l'action sismique est supportée par un ou deux éléments très raides et résistants (culées ou piles) qui demeurent dans le domaine élastique.

Dans des zones de forte sismicité, lorsque la dissipation est concentrée aux culées, il convient de disposer sur celles-ci des dispositifs qui absorbent l'énergie.

b) Comportement sismique ductile

Les valeurs maximales admissibles pour le coefficient q sont définies à partir d'une valeur de base q_{o} :

- Piles en béton armé : $q = 1 + \frac{0.5}{k} \frac{1}{h}$

q_o est plafonné à :

- 3,5 pour les piles encastrées en tête et en pied.
- 3,0 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied.

k vaut 2 pour les piles encastrées à leurs deux extrémités et 1 dans les autres cas.

l : hauteur de la pile.

h: hauteur de la section transversale suivant la direction du séisme.

La valeur de base ci-dessus est corrigée pour tenir compte de l'effort normal dans les appuis en béton armé. On définit l'effort normal réduit concomitant $V=\frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}}$ est σ_{cm} la compression moyenne sous l'effort normal de calcul et f_{c90} est la résistance en compression du béton à 90 jours.

Le coefficient de comportement vaut alors :

$$\begin{array}{llll} q = q_0 & \text{si} & v \leq 0.3 \\ \\ q = q_0 - \frac{10}{3} & (v-0.3)(q_0-1) & \text{si} & 0.3 \leq v \leq 0.6 \\ \\ q = 1 & \text{si} & V > 0.6 \end{array}$$

- Piles avec appareils d'appui en élastomère q = 1.
- Blocage sur culée rigide q = 1.
- Arcs q = 2.

Les valeurs de q ci-dessus ne conviennent qu'aux seules sollicitations sismiques horizontales dues aux translations d'ensemble. Si un pont comporte des éléments de diverses ductilités, ceux-ci sont tous alignés sur le moins ductile (plus petit q).

Le coefficient de comportement pour l'analyse dans la direction verticale doit toujours être égal à 1.

c) Critère de régularité

En désignant par M_i , la valeur maximale du moment de calcul à l'emplacement de la rotule plastique prévue de l'élément ductile i et en désignant par M_{Ri} , le moment résistant de la même section, le coefficient de réduction de force locale ri associé à l'élément i est alors défini comme suit :

$$r_i = q \frac{M_i}{M_{Ri}}$$

Lorsque, la valeur maximale de ri pour tous les éléments ductiles i, r_{max} , est sensiblement inférieure à q, le dimensionnement ne peut exploiter pleinement les valeurs q maximales admissibles. Lorsque r_{max} = 1.0, le pont apporte une réponse élastique au séisme de calcul considéré.

- Cas des ponts réguliers

Un pont doit être considéré comme ayant un comportement sismique régulier dans la direction horizontale concernée, lorsque la condition suivante est satisfaite :

$$\rho = \frac{r_{\text{max}}}{r_{\text{min}}} \le 2$$

Où:

r_{min}: valeur minimale de r_i.

 r_{max} : valeur maximale de r_{i} pour tous les éléments ductiles.

r_i : coefficient de réduction de force locale.

2.9. Vérification de la résistance

2.9.1. Combinaison des actions de calcul

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue:

- la vérification des structures :

$$G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$$

- la vérification de la sécurité aux déplacements différentiels :

$$G + P + E' + 0,4 \Delta T + D$$

Avec:

G: valeur nominale des charges permanentes.

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme).

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre.

Q : actions variables des charges d'exploitation, ΔT désigne les variations de température.

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

 Ψ : coefficient de combinaison.

 Ψ = 0,2 pour les ouvrages routiers urbains.

 Ψ = 0,3 pour les lignes ferroviaires.

 Ψ = 0 pour les autres cas.

Pour les ponts rails, la combinaison à l'ELS suivante est à considérer : G + P + 0,3E + 0,3Q

2.9.2. Vérification de la résistance des sections

Le format général des vérifications est le suivant :

$$\gamma_0 s_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d$$

Avec les notations :

s_d : sollicitation agissante de calcul de la combinaison d'action.

 γ_0 = 0,8+0,2q, dit coefficient de surcapacité, permet de prendre en compte de manière forfaitaire la conception en capacité de la structure, plafonné à 1,2 pour les moments fléchissant, q est le coefficient de comportement.

 γ_0 = 1 pour les vérifications à la flexion dans les zones critiques des piles.

 γ_R : permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles (constante donnée).

R_d : résistance de calcul de la section.

Les résistances des matériaux à prendre en compte sont obtenues en divisant les valeurs caractéristiques f_{c28} ou f_e par un coefficient de sécurité γ_m dont les valeurs sont :

- γ_m = 1,30 pour le béton.
- γ_m = 1,00 pour les armatures du béton armé, ou pour les poutres et les piles métalliques.

2.10. Tablier

Le tablier doit toujours être dimensionné pour rester dans le domaine élastique.

Pour les zones de forte sismicité (zones IIIb et III), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.

Pour des piles encastrées dans le tablier, on doit s'assurer lors du dimensionnement du nœud que la rotule plastique se forme dans la pile et non dans le tablier. On prend donc en compte le coefficient de surcapacité γ_0 pour calculer le ferraillage dans le tablier dû au moment d'encastrement.

La diffusion des efforts concentrés doit être étudiée en cas de possibilité de choc du tablier, par exemple contre une butée, lors du mouvement sismique.

2.11. Piles (Dimensionnement en capacité)

 M_d est le diagramme des moments dans les appuis issu du calcul utilisant le spectre de dimensionnement Sad(T). Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q.

La valeur M_{Rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{\alpha}$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum.

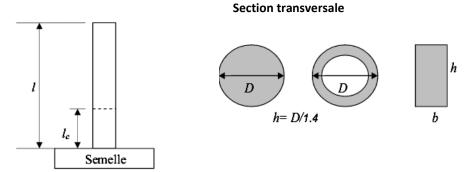
Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur $l_{\rm c}$ qui est la plus grande des deux valeurs :

$$l_c \; = \; \lambda h \qquad \text{où} \qquad \lambda = \frac{1}{3} \Big(2 + \frac{l}{h} \Big) \qquad \text{ avec}: \;\; 1 \leq \lambda \leq 2$$

Et:

 L_a : longueur sur laquelle le moment (résultant du calcul élastique avec spectre de dimensionnement) est compris entre 0,8 M_{max} , et M_{max} .

I : longueur de l'élément en béton, h est la hauteur de sa section transversale.



- h : hauteur de la section dans le sens du séisme.
- I_c: longueur critique.
- l: hauteur de la pile.

Les autres formes de sections peuvent être ramenées à une section équivalente rectangulaire ou circulaire.

TABLIER

TABLIER $M_o = \gamma_o M_{Rd}$ $M_{Rd} = \frac{M_d}{q}$ $M_{Rd} = \frac{M_d}{q}$ Pile encastrée à sa base

Pile encastrée à sa base et en tête

Fig.5.1: zone critique

RP: rotule plastique

Fig.8.2: moments de dimensionnement en capacité

2.12. Appareils d'appui

2.12.1. Appareils d'appui fixes

Les actions sismiques de calcul agissant sur les appareils d'appui fixes doivent être déterminées comme des effets du dimensionnement en capacité; toutefois il n'est pas nécessaire qu'elles dépassent celles qui correspondent à q = 1.

2.12.2. Appareils d'appui mobiles

Les appareils d'appui mobiles doivent supporter sans endommagement le déplacement sismique de calcul total.

2.12.3. Appareils d'appui en élastomère

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

2.12.3.1. Module de cisaillement

Le module de cisaillement à utiliser est le module de l'élastomère. En l'absence d'autre indication de la part du fournisseur, on prendra sa valeur, pour un élastomère classique, égale à 1,2 MPa.

2.12.3.2. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1,5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

2.12.3.3. Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s p_u < p_c\,$

Avec:

- $\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,
- p_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$Pc = 4GBS^2 d/h$$

Avec:

- B: aire nominale en plan de l'appui (B = a x b),
- d : somme d'une épaisse de frette et d'une épaisseur d'élastomère,
- h: hauteur totale de l'appareil d'appui,
- G: module de cisaillement,
- S: facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification.

2.12.3.4. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Pour p = Pu/Pc ≤ 0.25 : $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 0.7)(0.25 p)$
 - $\delta_0 = c/hc$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$
 - c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,
 - hc: épaisseur totale d'élastomère.
- Pour p ≥ 0.25 : $\delta \leq 1.4(1-2p)$

2.12.3.5. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme selon les combinaisons définies.

On vérifiera : H < f N

Où:

- H est l'effort horizontal,
- N est l'effort de compression vertical,
- f est le coefficient de frottement.

f a pour expression : $f=0.10+0.60/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

 σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

2.13. Modélisation numérique

Pour l'analyse dynamique, on a utiliser le logiciel SAP 2000 v14 (module bridge).

2.13.1. Présentation du logiciel

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

2.13.1.1. Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

a) Preprocessing

Dans le SAP2000-V14, le module (bridge) vous permettrez de modéliser l'ouvrage avec toutes les caractéristiques, sections,

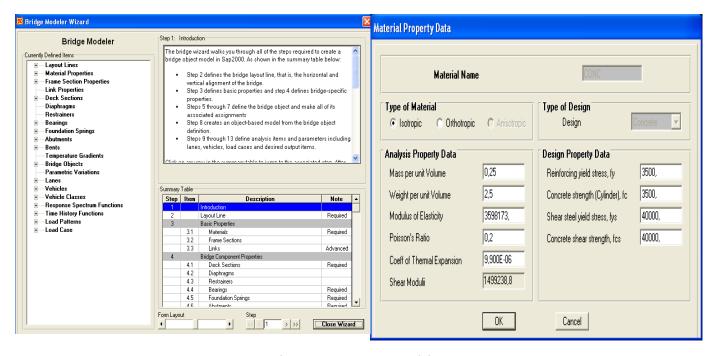


Fig.9.2 : Matériaux et disposition des éléments.

b) analyse

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P- Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

Lors d'une analyse dynamique, une grande attention doit être faite à la source de masse mobiliser lors cette analyse, parce que le SAP2000, ne peut déterminer que la charge permanente des éléments structuraux. Mais, une masse due aux équipements fixes ou un pourcentage des charges d'exploitation qui est recommandée par l'RPOA dans le cas des ouvrages urbains, doit être rajouté a partir de la source de masse sous forme d'une force, qui va la convertir automatiquement a une masse.

2.13.1.2. Etude sismique

a) Définition de spectre de réponse

Un fichier texte (période - accélération) doit être déterminé moyennant les formules exposées dans le règlement, fonction de catégorie de site, coefficient d'accélération de sol, facteur de correction d'amortissement et périodes caractéristiques de sol.

Le fichier sera importé par le logiciel.

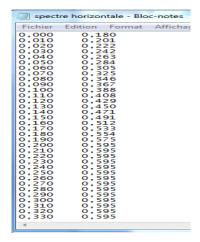
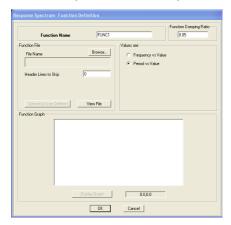


Fig.10.2 : fichier texte de spectre de réponse

b) Définition du spectre dans le sap2000



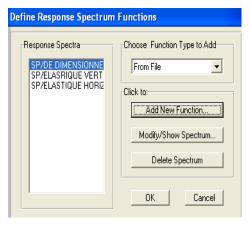


Fig.11.2: Définition du spectre dans le sap2000

2.14. Conclusion

La démarche de conception et de dimensionnement du code RPOA est basée, en ce qui concerne la résistance sismique des ponts, sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues avec une fiabilité appariée, et que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maitrisés.

Il n'ya pas de protection absolue et de risque nul, mais une protection relative et un risque acceptable aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entrainant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

Les règles de calcul de ce code sont basées sur le principe de calcul par capacité qui fait appel à des notions d'hiérarchisation de la formation des rotules plastiques et de vérification par des méthodes d'analyse non-linéaire appropriées , ne sont utilisées par les autres codes et règlement que depuis récemment.

Chapitre 3

Analyse dynamique selon règlement PS92

CHAPITRE 3: ANALYSE DYNAMIQUE SELON PS92

3.1. Introduction

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

3.2. classification nécessaires

3.2.1. classification des ponts

Pour application du présent arrêté les ponts de la catégorie dite «à risque normal» sont classés comme suit :

- **En classe A :** les **ponts** qui n'appartiennent pas au domaine public et ne desservant pas d'établissement recevant du public.
- En classe B : les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public mais qui desservent un établissement recevant du public, ainsi que les ponts qui appartiennent au domaine public et ne sont rangés ni en classe C ni en classe D.
- En classe C: les ponts qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après: autoroutes; routes express; liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier; grandes liaisons d'aménagement; liaisons ferroviaires à grande vitesse; les ponts-canaux qui n'appartiendraient pas à la catégorie à risque spécial; les ponts situés dans les emprises des ports maritimes et fluviaux, à l'exclusion des ports de plaisance.
- En classe D: les ponts de piste d'avion appartenant à des aérodromes des catégories A, B, C2 suivant les l'ITAC, dénommées respectivement 4C, 4D et 4E suivant le code OACI; les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public.

3.2.2. Zonage sismique

Dans le cas de la France, l'ensemble du territoire est réparti en cinq zones de sismicité croissante:

- zone 0 : sismicité nulle ou négligeable.
- zone la : sismicité très faible.
- zone lb : sismicité faible.
- zone II : sismicité moyenne.
- zone III : sismicité forte.

3.2.3. Classification des sites

On considère quatre types de selon les descriptions suivantes :

- Site SO: Sol rocheux (site de référence).
 - Sols de groupe a en épaisseur inferieur à 15 m.
- **Site S1 :** Sols de groupe a en épaisseur supérieur à 15 m. Sols de groupe b en épaisseur inferieur à 15 m.
- **Site S2 :** Sols de groupe b en épaisseur comprise entre 15 et 50 m. Sols de groupe c en épaisseur inferieur à 10 m.
- **Site S3 :** Sols de groupe b en épaisseur supérieur à 50 m. Sols de groupe c en épaisseur comprise entre 10 et 100 m.

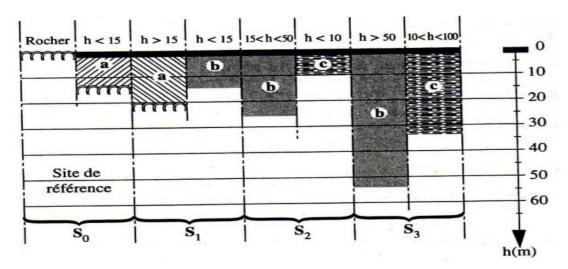


Fig.1.3: type des sites

3.3. détermination des actions sismiques

De manière générale l'action sismique résulte de mouvements du sol qu'on peut représenter schématiquement sous la forme :

D'une translation d'ensemble du sol dans chacune des trois directions (deux horizontales et une verticale).

D'un déplacement différentiel des points du sol dans chacune des trois directions. Dans le cadre des ponts courants, ces déplacements différentiels sont négligeables car les appuis sont peu distants les uns des autres. Toutefois, lorsque les appuis de l'ouvrage reposent sur des sols de nature très différente ou lorsque l'ouvrage franchit une faille active, les mouvements différentiels peuvent être importants. On se référera alors au Guide AFPS 92 et il sera même judicieux de consulter un spécialiste.

Plutôt que de définir le mouvement du sol proprement dit, les règlements définissent l'effet de ces mouvements sur des structures élémentaires que sont des oscillateurs simples. Les mouvements du sol excitant la base d'un ouvrage courant assimilé à un oscillateur simple sont plus ou moins amplifiés dans la structure selon que la fréquence propre d'oscillation de celle-ci est proche ou non des fréquences prédominantes du mouvement sismique. Il s'agit du phénomène bien connu de résonance d'un oscillateur.

Les fréquences prédominantes du séisme dépendent étroitement de la nature du sol sur lequel repose l'ouvrage. En simplifiant, on peut dire que les couches superficielles de sol fonctionnent comme un oscillateur excité à sa base par les déplacements du rocher sous-jacent : si le sol superficiel possède des caractéristiques mécaniques faibles ou s'il est de grande épaisseur, il amplifiera les basses fréquences, tandis que si ses caractéristiques mécaniques sont élevées ou si le rocher est affleurant, le signal sismique comportera plutôt des hautes fréquences.

3.3.1. accélération nominale

Le paramètre a_N caractérise l'intensité sismique. On peut l'interpréter comme l'accélération maximale au rocher au droit de l'ouvrage à prendre en compte dans les calculs.

Les ouvrages sont ordonnés dans quatre classes d'importance croissante A, B, C et D.

Rappelons également que l'accélération nominale a_N est définie en m/s² en fonction des zones sismiques par le tableau suivant:

Zones sismiques	Classe des ponts				
	B C D				
la	1	1.5	2		
Ib	1.5	2	2.5		
II	2.5	3	3.5		
III	3.5	4	4.5		

Tableau .1.3 : des accélérations nominales (a_N)

3.3.2. Spectres de réponse élastique réglementaires

Le spectre de réponse permet de déterminer le déplacement maximal S_d d'un oscillateur (de période T et de taux d'amortissement critique ξ) par rapport à sa base ainsi que l'effort maximal induit dans cet oscillateur F_{max} .

Pour un oscillateur de raideur K et de masse M, cette période vaut :

$$\mathbf{T} = \mathbf{2} \times \mathbf{\pi} \times \sqrt{\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{K}}}$$
 (Eq. 1)

L'effort maximal dans l'oscillateur vaut quant à lui :

$$\mathbf{F}_{\text{max}} = \mathbf{KS}_{\mathbf{d}}(\mathbf{T}, \boldsymbol{\xi}) \tag{Eq. 2}$$

Compte tenu de (Eq. 1), on a également :

$$\mathbf{F}_{\text{max}} = \mathbf{M} \frac{4\pi^2}{T^2} \mathbf{S_d}(\mathbf{T}, \boldsymbol{\xi}) \tag{Eq. 3}$$

On définit un spectre en pseudo-accélération :

$$R_E = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{S_d(T,\xi)}{a_N} \tag{Eq. 4}$$

L'effort maximal dans l'oscillateur s'écrit alors simplement :

$$\mathbf{F}_{\text{max}} = \mathbf{M} \, \mathbf{a}_{\mathbf{N}} \mathbf{R}_{\mathbf{E}}(\mathbf{T}, \boldsymbol{\xi}) \tag{Eq. 5}$$

Le terme «pseudo» provient du fait que $a_N R_E(T,\xi)$ n'est égal à l'accélération totale (par rapport à un référentiel absolu galiléen) de la masse que si l'amortissement est parfaitement nul (il est en général faible).

L'amplification dépend beaucoup du rapport entre la période naturelle de l'oscillateur et les propriétés dynamiques du sol. Ces dernières sont fonction des caractéristiques mécaniques des couches de sol et de leur épaisseur. En utilisant ces deux critères, la réglementation française a regroupé les sols en quatre catégories appelées " sites ".

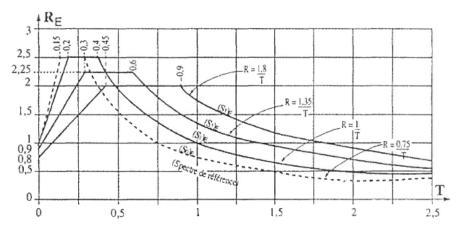
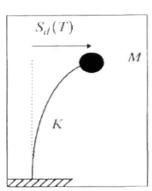


Fig.2.3 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composantes horizontales (Guide AFPS 92)



3.3.2.1. Examinons quelques cas

- Si la structure est infiniment rigide, l'effort dans l'oscillateur est égal à la force d'inertie maximale, soit la masse de la structure M multipliée par l'accélération maximale du sol $a_N \ (R_E(T=0)=1)$.

Il a été constaté expérimentalement (quoique ce fait soit contesté pour des régions de sismicité faible ou modérée) que l'accélération maximale en surface de sols plus souples (sites S2 et S3) est plus faible que l'accélération maximale au rocher. Pour ces sols, la valeur de !<,; pour une période nulle est donc inférieure à l'unité.

- À l'opposé, une structure infiniment souple se déformera sans effort $(R_E(T=\infty)=0)$
- Entre ces cas extrêmes, le spectre en pseudo-accélération $R_E(T)$ mesure l'amplification dynamique de l'oscillateur de période T.

Schématiquement les branches du spectre élastique pour les mouvements horizontaux sont données par les formules ci-dessous :

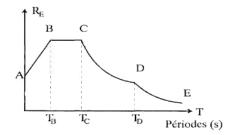


Fig. 3.3 : spectre élastique pour les mouvements horizontaux pour un amortissement de 5%

Type de site	Arc AB	Arc BC	Arc CD	Arc DE	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
	0≤T≤T _B	T _B ≤T≤ T _C	T _C ≤T≤T _D	$T_D \le T \le T_E$			
S ₀	$R_{E}(T)=1+10T$	$R_{E}(T)=2.5$	$R_{E}(T=0.75/T)$	$R_E(T)=2/T$	0.15	0.30	2.67
S ₁	$R_{E}(T)=1+7.5T$	$R_{E}(T)=2.5$	$R_E(T)=1.0/T$	$R_{E}(T)=3.2/T$	0.20	0.40	3.20
S ₂	$R_{E}(T)=0.9+4.5T$	$R_{E}(T)=2.25$	$R_{E}(T)=1.35/T$	$R_E(T)=5.2/T^2$	0.30	0.60	3.85
S ₃	$R_E(T) = 0.8 + 8T/3$	$R_{E}(T)=2.0$	$R_{E}(T)=1.8/T$	$R_E(T)=8/T$	0.45	0.90	4.44

Tableau.2.3 : les branches du spectre élastique pour les mouvements horizontaux pour un amortissement de 5%

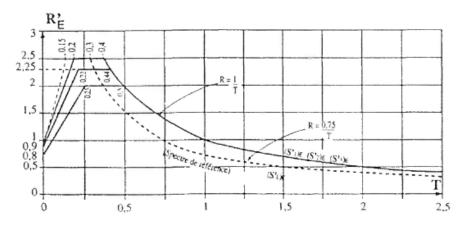


Fig.4.3 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante verticale (Guide AFPS 92)

Pour la composante verticale du séisme, dans le cas des sites de type S2 ou S3, les arcs descendants CD et DE du spectre sont remplacés par ceux du spectre S1 : la valeur de T_D est inchangée mais Tc, est déterminée par l'intersection de la branche descendante du spectre S1 et le palier de S2 ou S3 et T_D =Tc/2, ce qui permet de définir la branche ascendante.

Type de site	Arc AB 0≤T≤T _B	Arc BC T _B ≤T≤ T _C	Arc CD T _C ≤T≤T _D	Arc DE T _D ≤T≤T _E	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)
S ₀	$R_{E}(T)=1+10T$	$R_{E}(T)=2.5$	$R_{E}(T=0.75/T)$	$R_E(T)=2/T$	0.15	0.30	2.67
S ₁	$R_{E}(T)=1+7.5T$	$R_{E}(T)=2.5$	$R_E(T)=1.0/T$	$R_{E}(T)=3.2/T$	0.20	0.40	3.20
S ₂	$R_{E}(T)=0.9+6.14T$	$R_{E}(T)=2.25$	$R_E(T)=1.0/T$	$R_{E}(T)=3.2/T^{2}$	0.22	0.44	3.20
S ₃	$R_E(T)=0.8+4.8T$	$R_{E}(T)=2.0$	$R_E(T)=1.0/T$	$R_{E}(T)=3.2/T$	0.25	0.50	3.20

Tableau.3.3 : spectre de la branche ascendante pour un amortissement de 5%

D'autre part, pour le séisme vertical, on remplace a_N par $0.7a_N$ pour tenir compte du fait, qu'en général, le pic d'accélération vertical est plus faible que son pendant horizontal.

3.3.3. Spectres de réponse élastique conseillés pour ouvrages courants

Il faut prendre quelques précautions dans l'utilisation des spectres élastiques présentés ci-dessus.

Les hypothèses de calcul développées par la suite ont en général tendance à surestimer la rigidité de la structure : calcul en section non fissurée, souplesse des fondations négligée... En conséquence, la période calculée de l'ouvrage est sous-évaluée. Vis-à-vis des mouvements horizontaux, la plupart des ponts ont des périodes propres fondamentales dans la branche descendante du spectre. Les efforts de dimensionnement sont alors surévalués, ce qui place l'ouvrage du côté de la sécurité.

En revanche, certaines structures très rigides telles que les ponts dont le tablier est bloqué sur des appuis très courts ont une période fondamentale dans la branche ascendante. C'est aussi souvent le cas des vibrations verticales des tabliers de ponts. Sous-estimer la période de vibration de l'ouvrage conduit alors à sous-estimer les efforts.

Pour prévenir l'utilisation erronée de la branche ascendante du spectre élastique, il est conseillons d'étendre le plateau horizontal BC des spectres jusqu'à T = 0, comme indiqué sur la Figure cidessous.

Rappelons que, pour le séisme vertical, on remplace a_N par 0,7 a_N .

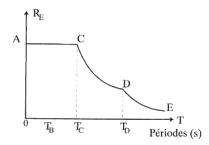


Fig.5.3: Spectre élastique conseillé pour un amortissement de 5%

Type de site	Arc AC 0≤T≤ T _C	Arc CD T _C ≤T≤T _D	Arc DE T _D ≤T≤T _E	T _C (s)	T _D (s)
S ₀	$R_{E}(T)=2.5$	$R_{E}(T=0.75/T)$	$R_E(T)=2/T$	0.30	2.67
S ₁	$R_{E}(T)=2.5$	$R_E(T)=1.0/T$	$R_{E}(T)=3.2/T$	0.40	3.20
S ₂	$R_{E}(T)=2.25$	$R_{E}(T)=1.35/T$	$R_E(T)=5.2/T^2$	0.60	3.85
S ₃	$R_{E}(T)=2.0$	$R_{E}(T)=1.8/T$	$R_E(T)=8/T$	0.90	4.44

Tableau .4.3 : Spectre élastique conseillé (mouvements verticaux) pour un amortissement de 5%

3.3.4. Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement (Figure) est à utiliser conjointement avec un coefficient de comportement. Il diffère du spectre de réponse élastique en deux régions :

- les branches descendantes aux grandes périodes décroissent moins vite.

- les branches ascendantes aux faibles périodes ont disparu et le plateau s'étend jusqu'aux périodes nulles : on se prémunit ainsi contre les risques d'assouplissement de la structure par endommagement des appuis.

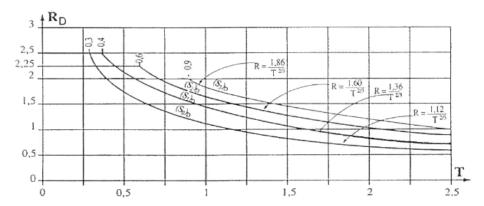


Fig. 6.3 : Spectre de dimensionnement pour un amortissement de 5% (Guide AFPS 92)

Type de site	Plateau	Arc CD' T _C ≤T≤T _D	Arc D'E' T _D ≤T≤T _E	T _c (s)	T _D (s)
S _o	R _E (T)=2.5	R _E (T=1.12/T	$R_{E}(T)=2.99/T$	0.30	2.67
S ₁	$R_{E}(T)=2.5$	$R_{E}(T)=1.36/T$	$R_{E}(T)=4.34/T$	0.40	3.20
S ₂	$R_{E}(T)=2.25$	$R_{E}(T)=1.60/T$	$R_E(T)=6.16/T^2$	0.60	3.85
S ₃	$R_{E}(T)=2.0$	$R_{E}(T)=1.86/T$	$R_{E}(T)=8.29/T$	0.90	4.44

Tableau.5.3: Paramètres du spectre de dimensionnement pour un amortissement de 5%

3.4. Méthodes d'analyse

3.4.1. Principes

Pour déterminer les sollicitations, on commence par effectuer un calcul élastique, quelle que soit la méthode de dimensionnement utilisée par la suite.

Dans le cas d'un calcul élastique, les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts.

On distingue les trois directions du séisme, longitudinal, transversal et vertical que l'on traite de façon indépendante. Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux.

Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon à ce qu'il reste élastique.

3.4.1.1. Principes du calcul élastique

La conduite du calcul élastique passe par les points suivants :

- définition des masses de la structure.
- définition des raideurs des appuis.
- évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée sous sollicitation dynamique.
- évaluation de l'amortissement structurel.
- évaluation des forces statiques équivalentes grâce au spectre de réponse élastique.
- détermination des sollicitations élastiques.

3.4.1.2. Principe du calcul inélastique

On admet la formation de rotules plastiques par plastification des aciers longitudinaux pour des efforts inférieurs à ceux qu'une structure parfaitement élastique aurait subis. On applique-la démarche du calcul élastique avec un spectre un peu différent, appelé spectre de dimensionnement, puis on divise les efforts obtenus par un coefficient dit de comportement, qui permet de tenir compte des capacités de ductilité de la structure.

Il faut toutefois bien vérifier que, sous les sollicitations réduites obtenues, il y a effectivement formation de rotules plastiques et, qu'en dehors des rotules plastiques, la structure reste bien élastique. La vérification de ce critère de cohérence assure au projeteur que, sous les sollicitations ainsi déterminées, les parties fragiles (i.e. non ductiles) de la structure sont bien protégées par la formation de rotules plastiques ductiles.

En somme, on dicte à la structure les seuls endroits où elle peut dissiper de l'énergie par endommagement et plastification des aciers. La démarche modifie et complète le calcul élastique par les points suivants :

- évaluation des forces statiques équivalentes grâce au spectre de dimensionnement.
- détermination des sollicitations à partir des forces précédentes.
- division des sollicitations par un coefficient de comportement.
- les déplacements ne sont pas divisés par ce coefficient.
- vérification du critère de cohérence : les aciers longitudinaux plastifient bien dans les rotules plastiques et pas ailleurs.
- ferraillage convenable des rotules plastiques de façon à éliminer le risque de rupture fragile par cisaillement lorsque les rotules plastiques se sont développées.

3.4.2. Modélisation

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, sa raideur, éventuellement la raideur du système de fondation (ou les conditions d'encastrement de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux et de la structure.

Pour schématiser, on pourra considérer que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, et la raideur dans le système d'appui (fondations, appuis et appareils d'appui).

La modélisation de la structure dépend beaucoup de la direction d'excitation du séisme.

Pour le séisme longitudinal, on admettra que le tablier est un bloc rigide indéformable (sauf dans certains cas particuliers de tabliers de grande longueur, supérieure à 100m, bloqués longitudinalement sur culée. La structure est alors identique à un oscillateur simple dont on définit la masse, la raideur et l'amortissement selon la procédure détaillée ci-dessous.

Vis-à-vis du séisme transversal, le tablier se déplacera ou non comme un bloc rigide suivant son élancement en plan et les raideurs d'appuis. Si, comme c'est souhaitable, les lignes d'appuis présentent des souplesses transversales bien réparties le long du tablier, ce dernier se déformera selon une forme privilégiée, appelée mode fondamental transversal de vibration. Le calcul des efforts induits par le séisme transversal s'effectue selon la méthode monomodale. Dans le cas contraire, il est nécessaire de procéder à une analyse multimodale qui sort du cadre du présent document.

Pour les mouvements verticaux, la méthode monomodale n'est en général pas applicable. une méthode approchée permettant d'évaluer les réactions d'appui.

3.4.2.1. Masses

Les masses se limitent au poids propre de la structure et aux autres charges permanentes qu'elle supporte, sauf pour les ponts urbains très fréquentés ou les ponts rails, pour lesquels on peut ajouter une fraction des charges d'exploitation soit :

- 20% des charges d'exploitation routières définies par le titre II du fascicule 61 du C.C.T.G. sur les ponts-routes urbains à trafic intense (le pont est alors chargé sur la totalité de sa longueur).
- 30% des charges d'exploitation ferroviaires des lignes à fort trafic définies par le livret 2-01 du C.P.C. pour les ponts-rails.

Ces charges d'exploitation ne sont pas à pondérer.

Pour le calcul des périodes propres, on ne modélisera que les masses mises en mouvement. Ainsi, dans le cas d'un tablier isolé des piles par des appareils glissants ou en élastomère fretté, on négligera la masse des piles. Dans le cas contraire, les têtes de piles suivent le mouvement du tablier et on ajoutera la moitié de la masse de la pile à la masse du tablier.

Notons que la masse de la pile (ou plus exactement la moitié de celle-ci) peut entrer ou non dans le modèle pour une direction d'excitation et pas pour l'autre. Si, par exemple, le tablier glisse longitudinalement sur une pile et est bloqué transversalement sur celle-ci, la demi masse de la pile ne sera inclue dans le modèle que pour les déplacements transversaux du tablier.

3.4.2.2. Raideurs

La raideur (ou inversement la souplesse) des appuis provient des trois parties d'ouvrage suivantes :

- les fondations et le sol environnant,
- -les appuis proprement dits,

Les appareils d'appui. Lorsque ces trois éléments sont placés en série, leurs souplesses s'ajoutent pour former la souplesse de l'appui.

a) Souplesse de piles

Quoique les piles en béton armé puissent fissurer, légèrement ou même fortement en cas de dimensionnement inélastique, on effectue les calculs en prenant en compte les raideurs élastiques avant fissuration (c'est à dire avec les inerties de coffrage). On obtient ainsi un modèle sensiblement plus raide que la structure réelle, ce qui est sécuritaire pour les efforts.

Dans le cas d'un dimensionnement inélastique, les efforts obtenus par un calcul élastique avec inertie de coffrage seront réduits pour tenir compte de la fissuration et de la plastification des aciers.

La raideur K d'une ligne d'appui est définie par :

$$l/Ki = \sum_{i} 1/Kij$$

Où:

Kij : raideur d'une partie j (fût ou appareil d'appui) de l'appui i :

Pour un fût de pile (de hauteur h_{pile} d'inertie de coffrage I_{pile} et de module instantané $E_{\text{béton}}$) simplement bloqué en tête, avec un appareil d'appui fixe :

$$K_{i} = \frac{3E_{b\acute{e}ton} I_{pile}}{h_{pile}^{3}}$$

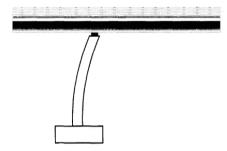


Fig.7.3: un fût de pile bloqué en tête, avec un appareil d'appui fixe.

Cette formule est également valable pour une pile constituée d'un seul fût encastré en tête, pour la direction transverse du séisme si le tablier est relativement souple en torsion d'axe longitudinal :



Fig.8.3 : une pile constituée d'un seul fût encastré en tête.

Pour un appui équipé de n appareils d'appui en élastomère de dimensions horizontales a x b et d'épaisseur e, il s'agit de la raideur du fût en série avec la raideur des appareils d'appui :

$$K_{i} = \frac{1}{\frac{h_{pile}^{3}}{3E_{b\acute{e}ton}I_{pile}} + \frac{e}{n G a b}}$$

Le module de déformation des matériaux est considéré à court terme (module instantané); pour le module de cisaillement G de l'élastomère.

• Pour un fût encastrée en tête et en pied :

$$K_{i} = \frac{12E_{b\acute{e}ton} I_{pile}}{h_{pile}^{3}}$$

Pour un voile sollicité dans son plan, on tient compte le cas échéant de sa raideur en cisaillement :

$$K_{i} = \frac{G_{b\acute{e}ton}S_{r.j}}{h_{pile.j}}$$

Où:

 $S_{r,j}$: section réduite du voile. On pourra considérer que cette raideur est infinie si le tablier repose sur des appareils d'appui glissants ou en élastomère fretté. Dans ce dernier cas, seule la raideur de l'élastomère intervient.

b) Souplesse d'appareil d'appui en élastomère fretté

Le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts préconise, à défaut d'essai spécifique, de choisir le module de cisaillement dans une fourchette allant 0,8 à 1,2 MPa.

On adoptera la borne supérieure G = 1,2 MPa qui fournit les efforts maximaux.

3.4.2.3. Amortissement

Les spectres du guide AFPS 92 sont donnés pour un taux d'amortissement critique de 5%. Un amortissement ξ différent de 5% conduit à corriger le spectre élastique (conseillé dans le présent guide) ou le spectre de dimensionnement en les multipliant par un facteur $p: \eta = \sqrt{7/(2+\xi}$) où l'amortissement ξ est exprimé en pourcentage.

3.4.3. Analyse monomodale

La très grande majorité des ouvrages courants s'analysent en dynamique grâce à la méthode monomodale. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental.

La méthode monomodale ne s'applique pas aux ponts exceptionnels au sens usuel du terme : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), pont cantilever. Elle ne s'applique qu'aux ponts qui satisfont aux critères suivants :

- la masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure (masse du tablier et masse des appuis en élévation). Notons M_T la masse du tablier et M_p la masse de l'ensemble des piles hors fondations ; la condition est réalisée dans les cas suivants :
- Pour le séisme longitudinal :
- dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles (par des appareils en élastomère fretté ou glissants), si $\rm M_{\rm D} < 0.43~M_{\rm T}.$
- dans le cas où le tablier est bloqué longitudinalement sur un certain nombre de piles de masse totale (hors fondation) M_{pg} , la condition est remplie si $M_T + 0.5 M_{pg} > 0.7 (M_T + M_p)$.

Rappelons que le centre élastique se définit comme le barycentre des raideurs K_i des appuis dans la direction considérée des mouvements sismiques. Si les x^{Λ} sont les abscisses des appuis, l'abscisse du centre élastique vaut :

$$\bar{x}_d = \frac{\sum x_i K_i}{\sum K_i}$$

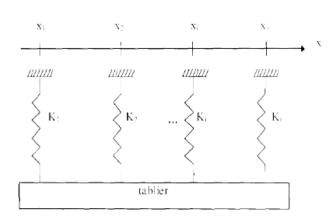


Fig. 9.3: le barycentre des raideurs K_i des appuis.

3.4.3.1. Séisme longitudinal

Dans ce qui suit, on note R(T) la valeur du spectre de réponse élastique ou du spectre de dimensionnement selon qu'on adopte la méthode élastique ou la méthode inélastique.

La raideur longitudinale K de l'ensemble des appuis est égale à la somme des raideurs longitudinales des appuis :

$$K = \sum K_i$$

La période longitudinale du tablier sur ses appuis vaut :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$
 (avec M en kg et K en N/m)

Rappelons que la masse M est celle du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure (fûts et chevêtre) des appuis bloqués longitudinalement sur le tablier. Pour un tablier reposant sur élastomères frettés ou sur appuis glissants, M est la masse du seul tablier.

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations vaut :

$$d = \frac{T^2}{4\pi^2} R(T) a_N$$

L'effort longitudinal global:

$$F = MR(T)a_N$$

Se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$\mathbf{F_i} = \frac{\mathbf{K_i}}{\mathbf{K}}\mathbf{F}$$

3.4.3.2. Séisme latéral

Si le tablier possède des butés transversales de blocage, la raideur transversale des appuis peut être assimilée à la raideur transversale des fûts.

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis : si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel cas son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (cf. modèle à tablier rigide cidessous) ; si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (cf.modèle à tablier flexible, méthode de Rayleigh, ci-dessous). Ces deux modèles sont proposés par le Guide AFPS92 pour la protection parasismique des ponts. Le modèle à tablier rigide, plus simple à utiliser, s'applique à la majorité des ouvrages courants.

Nous y ajoutons un modèle supplémentaire, dit de la pile indépendante, provenant de l'Euro code 8-2 permettant de dégrossir le calcul des piles dans le cas de ponts très réguliers.

a) Modèle à tablier rigide

On pourra considérer que le tablier est un bloc rigide si ses déformations sont négligeables par rapport à celles des appuis. C'est le cas, en particulier :

- lorsque le tablier du pont courant repose entièrement sur des appareils d'appui en élastomère fretté et qu'il n'est bloqué nulle part transversalement.
- si le tablier est bloqué transversalement sur plusieurs files d'appui et que l'une ou l'autre des conditions suivantes est remplie (Euro code 8 partie 2) :
- a- L/B < 4, où L est la longueur totale du tablier et B sa largeur. Nous estimons toutefois que cette limite proposée par l'Euro code 8 partie 2 est un peu restrictive et on pourra considérer que le tablier est rigide transversalement jusqu'à des élancements L/B < 5
- b m Le tablier n'est pas uniquement bloqué transversalement sur culées et $\Delta_d/d_m \leq 0.20$.
- Où Δ_d et d_m sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de tous les appuis bloqués transversalement sur le tablier, sous l'action sismique transversale ou sous l'action d'une charge transversale distribuée de manière similaire ; dans la pratique on pourra prendre une charge transversale uniformément répartie sur la longueur du tablier.

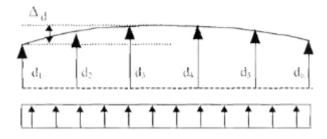


Fig.10.3: Charge uniforme

$$\mathbf{d_m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \mathbf{d_i}$$

$$\Delta_{\mathbf{d}} = \max |\mathbf{d}_{\mathbf{i}} - \mathbf{d}_{\mathbf{j}}|$$

Pour les ouvrages qui ne sont pas bloqués transversalement sur culées, une condition suffisante (et donc en général un peu pessimiste) pour avoir $\Delta_d/d_m \leq 0.20$ est que la raideur des piles ne varie pas trop autour de la valeur moyenne :

$$\frac{\Delta K_{pile}}{\overline{K}_{pile}} \leq 0.20 \left\{1 + \frac{2EI}{I^3} \frac{1}{\overline{K}_{pile}} \lambda \right\}$$

Où:

 ΔK_{nile} : différence maximale des raideurs d'appui résistant au séisme transversal.

 $\overline{K}_{\text{pile}}$: raideur moyenne des appuis résistant au séisme transversal.

EI: inertie transversale du tablier.

l : longueur d'une travée (prise entre deux files d'appui résistant au séisme transversal).

λ : un paramètre qui dépend essentiellement du nombre de files d'appuis.

Nombre de files d'appuis résistant au séisme transversal	λ
3: Δ Δ	4
4: Δ Δ Δ	1
5: Δ Δ Δ Δ	0,4
6: <u>A A A A A A</u>	0,2

Tableau.6.3 : de paramètre λ

Dans tous les cas précédents, on procède comme si le tablier était un bloc rigide, selon la procédure du séisme longitudinal. Dans le cas contraire, on applique l'une des méthodes ci-dessous.

b) Modèle à tablier flexible, méthode de Rayleigh

Le Guide AFPS 92 et l'Euro code 8-2 proposent une méthode de calcul de la déformée du mode fondamental de ponts «réguliers». Le mode fondamental de ces ponts est un balancement latéral de l'ouvrage. Un pont sera dit régulier s'il est symétrique, si son balancement n'est pas gêné par une pile courte ou raide et si le tablier, sous ce balancement, présente une courbure régulière sans point d'inflexion.

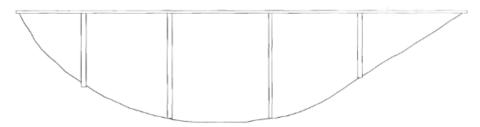


Fig.11.3 : Exemple de pont régulier (vue en élévation)

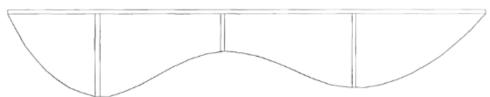


Fig.12.3 : Exemple de pont irrégulier (vue en élévation) : pile centrale courte

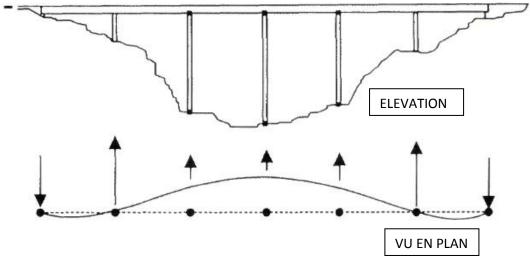


Fig.13.3: Exemple de pont irrégulier (vue en élévation): piles latérales trop raides

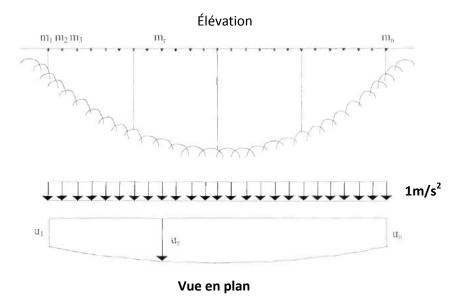


Fig.14.3: Évaluation du mode de balancement transversal (Guide AFPS 92)

On calcule la période de la façon suivante (formule issue du quotient de Rayleigh) :

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum m_i u_i}}$$

L'effet du séisme résulte de l'application de forces latérales statiques f_r sur chaque masse m_r:

$$f_r = \frac{m_r u_r}{\sum m_i u_i} M a_N R(T) \hspace{1cm} \text{Avec} \hspace{1cm} M = \sum m_i$$

La valeur du déplacement de chaque nœud de rang r vaut :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M\left(\frac{T}{2\pi}\right) a_N R(T)$$

c) Critère de validité a posteriori de la méthode monomodale

On donne ici un critère a posteriori pour justifier la méthode monomodale dans le cas du tablier souple. Il s'agit de vérifier que le mode fondamental de la structure décrit bien l'essentiel des mouvements sous séisme (pour la direction d'excitation donnée). On utilise pour ce faire la notion de " masse modale sismique " :

Soit u_i les déplacements des masses pour un mode propre donné (NB : les u_i calculés au début de ce paragraphe sont une approximation du mode propre fondamental). La masse modale sismique du mode en question s'écrit :

$$M_{ms} = \frac{\sum (m_i u_i)^2}{\sum m_i u_i^2}$$

Le règlement stipule que la somme des masses sismiques des modes retenus dans l'analyse (un seul dans le cas de l'analyse monomodale) doit atteindre au moins 70% de la masse totale de la structure y compris celle des appuis en élévation. Dans le cas de l'analyse monomodale, on doit donc vérifier que :

$$\frac{\sum (m_i u_i)^2}{\sum m_i u_i^2} \ge 0.7$$
 (Masse de tablier + Masse des piles)

3.4.3.3. Séisme vertical

Lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé.

Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'ELU. On ne tiendra donc pas compte des efforts dans le tablier dus au séisme vertical.

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Le risque de soulèvement sous sollicitation dynamique est moins grave que sous sollicitation statique. S'il se présente, il convient de guider le tablier de sorte qu'il ne s'échappe pas de ses appuis. Il n'est en général pas nécessaire de prévoir un dispositif lourd anti-soulèvement pour les ouvrages courants.

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R. peuvent être calculées simplement:

$$R_i = a b \mu L$$

Où L est la longueur de la travée principale, et n est la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

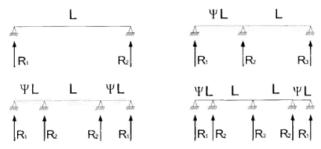


Fig.15.3: Réactions d'appui pour différents types de pont

Le paramètre a caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet :

$$a = 0.7 a_N R_M$$

a_N: accélération nominale.

R_M: correspond au plateau du spectre élastique normalisé.

Les valeurs de a sont données au Tableau pour chaque site, pour chaque zone sismique et pour chaque classe d'ouvrage définis par le Guide AFPS 92.

Zone sismique	la		Ib		II			III				
Importance	В	С	D	В	С	D	В	С	D	В	С	D
S0	1.75	2.63	3.5	2.63	3.5	4.38	4.38	5.25	6.13	6.13	7.00	7.88
S1	1.75	2.63	3.50	2.63	3.50	4.38	4.38	5.25	6.13	6.13	7.00	7.88
S2	1.58	2.63	3.15	2.36	3.15	3.94	3.94	4.73	5.51	5.51	6.30	7.09
S3	1.40	2.10	2.80	2.10	2.80	3.50	3.50	4.20	4.90	4.90	5.60	6.30

Tableau.7.3: Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires (L=1, μ =1, R(T)=1 pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau suivant pour différents types d'ouvrages :

1 travée	2 travées			2 travées 3 travées			4 travées				
	Ψ	R ₁	R ₂	R ₃	Ψ	R ₁	R ₂	Ψ	R ₁	R ₂	R ₃
	0.5	0,22	0,57	0,33	0.5	0,22	0.45	0.5	0.19	0.38	0.71
	0.6	0.24	0.49	0.31	0.6	0.24	0.48	0.6	0.25	0.42	0.62
b=0.41	0.7	0.29	0.52	0.28	0.7	0.26	0.58	0.7	0.29	0.57	0.54
	0.8	0.33	0.63	0.25	0.8	0.26	0.69	0.8	0.27	0.70	0.64
	0.9	0.34	0.78	0.25	0.9	0.24	0.75	0.9	0.22	0.69	0.82
	1.0	0.31	0.89	0.31	1.0	0.25	0.75	1.0	0.24	0.64	0.90

Tableau.8.3: Paramètre b

3.3.4 Valeur maximale du coefficient q

Les valeurs maximales admissibles pour le coefficient q sont définies à partir d'une valeur de base q₀ :

	q _o
Piles en béton armé	$1 + \frac{0.5 \text{ l}}{\text{k h}}$
Piles avec appareils d'appui en élastomère	1.0
Culées	1.0

Tableau.9.3: de coefficient q

 $q_0\,$ est plafonné à : 3,5 pour les piles encastrées en tête et en pied et 3,0 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied

k : vaut 2 pour les piles encastrées à leurs deux extrémités et 1 dans les autres cas.

I : est la hauteur de la pile.

h : est la hauteur de la section transversale.

La valeur de base ci-dessus est corrigée pour tenir compte de l'effort normal dans les appuis en béton armé. On définit l'effort normal réduit concomitant $\eta=\frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}}$, où σ_{cm} est la compression moyenne sous l'effort normal de calcul et f_{c90} est la résistance en compression du béton à 90 jours. Le coefficient de comportement vaut alors :

$$\begin{array}{l} q \,=\, q_0 & \text{Si } \eta \leq 0.\,3 \\ \\ q \,=\, q_0 \,-\, 10/3 \; (\eta - 0.\,3) (\; q_0 - 1) \;\; \text{Si } \; 0.\,3 \, \leq \eta \leq 0.\,3 \\ \\ q \,=\, 1 & \text{Si } 0.\,6 \leq \eta \end{array}$$

3.5. Calculs justificatifs de l'ouvrage

3.5.1. Combinaisons sismiques

3.5.1.1. Combinaison des directions

L'action sismique réglementaire comporte d'une part les translations d'ensemble du sol, d'autre part les déplacements différentiels entre différents points du sol. Ces deux effets ne sont pas à considérer simultanément.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E1 \pm 0.3 E2 \pm 0.3 E3$$

La composante de base E₁ étant successivement la composante longitudinale, transversale ou verticale du séisme.

Les effets des déplacements différentiels entre les appuis sont généralement négligeables pour les ouvrages courants. Toutefois, leurs effets doivent être examinés lorsque l'ouvrage franchit une faille active ou lorsque les appuis sont fondés sur des sols très différents. Dans ce cas, les composantes des différentes directions ne sont pas prises en compte simultanément lors des vérifications.

3.5.1.2. Combinaisons des effets des actions sismiques

Dans le contexte de la normalisation européenne, certaines nations, très exposées au risque sismique, ont souhaité que le tremblement de terre ne soit pas réduit à une action accidentelle standard.

De ce fait, les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques et diffèrent des règles usuelles pour l'état limite ultime.

On distingue:

- la vérification des structures :

$$\mathbf{G} + \mathbf{P} + \mathbf{E} + \Psi_{\mathbf{EI}} \mathbf{Q}_{ik}$$

- a vérification de la sécurité aux déplacements différentiels :

$$G + P + E'$$

Avec:

G : valeur nominale des charges permanentes.

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme).

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

E': action sismique limitée aux déplacements différentiels.

 Q_{ik} : actions variables des charges d'exploitation.

 Ψ_{EI} : coefficient de combinaison.

Ce coefficient de combinaison est nul dans la plupart des cas. La concomitance entre les charges d'exploitation et le séisme n'est à prendre en compte que pour les ouvrages supportant un trafic lourd :

 Ψ_{EI} = 0,2 pour les ouvrages routiers urbains à trafic intense.

 $\Psi_{\rm EI}$ = 0,3 pour les lignes ferroviaires supportant un fort trafic.

3.5.2. Vérification de la résistance des sections

Pour chaque section on doit vérifier l'inégalité :

$$\gamma_0 S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d \left(\frac{f_{mK}}{\gamma_m} \right)$$

Les résistances des matériaux à prendre en compte sont obtenues en divisant les valeurs caractéristiques f_{mK} par un coefficient de sécurité γ_m dont les valeurs sont :

 $\gamma_{\rm m}$ = 1.30 pour le béton.

 $\gamma_{\rm m}$ = 1.00 pour les armatures du béton armé, ou pour les piles métalliques.

Rappelons que pour des vérifications classiques à l'ELU sous combinaisons accidentelles, les valeurs de $\gamma_{\rm m}$ actuellement en vigueur sont de 1.15 pour le béton, 1.0 pour les armatures et 1.0 pour la charpente métallique.

Pour la détermination de la résistance des sections, les diagrammes de déformations des matériaux seront ceux des règlements de calcul en vigueur pour l'Etat Limite Ultime.

Le coefficient γ_0 =0.8+0.2q, dit coefficient de surcapacité, permet de prendre en compte de manière forfaitaire la conception en capacité de la structure. La grande majorité des ouvrages courants pourra être conçue en " élastique " et γ_0 sera donc pris égal à l'unité.

Le coefficient γ_R permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles. On utilise notamment une valeur de 1,4 pour les vérifications à l'effort tranchant dans les piles.

Ces coefficients doivent être introduits au moment de la vérification des sections et selon la nature et la position de l'élément vérifié.

3.5.3. Tablier

Les vérifications décrites ci-dessous et dans les paragraphes suivants concernent les ouvrages comportant un tablier qui repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui.

Le tablier des ouvrages courants peut être constitué d'une dalle ou de poutres longitudinales supportant un hourdis. En général, aucune vérification de résistance n'est à fournir dans le tablier. En effet, les constats effectués à la suite de séisme n'ont pas, à notre connaissance, mis en évidence de dommage imputable à un sous-dimensionnement de cette partie de l'ouvrage.

Toutefois, les points suivants doivent être examinés :

- Pour les zones très fortement sismiques, les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.
- Pour des piles encastrées dans le tablier, on doit s'assurer lors du dimensionnement du nœud que la rotule plastique se forme dans la pile et non dans le tablier. On prend donc en compte le coefficient de surcapacité YQ pour calculer le ferraillage dans le tablier dû au moment d'encastrement.
- La diffusion des efforts concentrés doit être étudiée en cas de possibilité de choc du tablier, par exemple contre une butée

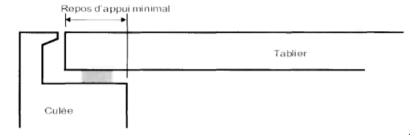


Fig.16.3: Repos d'appui

3.5.4. Appuis

3.5.4.1. Piles

On vérifie la résistance des sections prés des nœuds de structure et au niveau des variations du coffrage ou du ferraillage vertical. Logiquement, la justification des sections devrait se faire en flexion composée déviée du fait de la concomitance entre les trois directions d'excitation. Pour ce qui est des ouvrages courants à biais modéré (angle de biais supérieur à 70 grades) et lorsque les formes des piles sont simples, il est admissible de se limiter à des vérifications en flexion composée selon deux plans perpendiculaires (plans définis par un axe vertical et un des axes principaux d'inertie de la section horizontale du fût de pile).

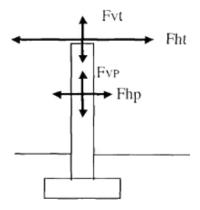


Fig.17.3: Efforts sismiques sur une pile

Les vérifications doivent se faire en tenant compte des effets sismiques suivants :

- effort transmis par le tablier noté F_{ht} sous séisme horizontal et F_{vt} sous séisme vertical.
- effort d'inertie dû à l'accélération de la masse de la pile noté F_{hp} sous séisme horizontal et $F_{\nu p}$ sous séisme vertical.

3.5.4.2. Culées

Par souci de simplification, il est admissible de se limiter à des vérifications séparées dans le sens longitudinal et dans le sens transversal ou, pour une culée biaise, dans les plans définis par un axe vertical et un des axes principaux d'inertie de la section horizontale du voile de la culée.

La poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Mononobé-Okabé. On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant de la culée car celles-ci sont susceptibles d'être remaniées lors de travaux d'entretien ou d'élargissement.

Les efforts d'inertie de la culée ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques σ_h et σ_h , qui représentent le rapport entre l'accélération due au séisme et l'accélération de la pesanteur g.

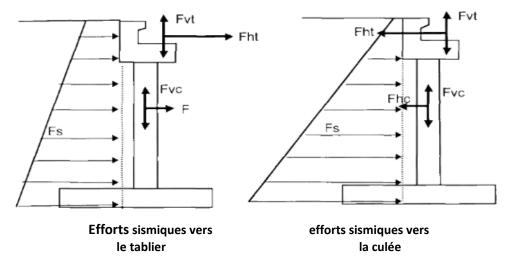
D'un document de l'AFPS à l'autre, les facteurs de proportionnalité entre ces coefficients et le paramètre a_N varient. Nous proposons d'utiliser pour les culées de pont les valeurs suivantes :

$$\sigma_{H} = \tau \frac{a_{N}}{g}$$

 $\sigma_{V} = 0.5 \sigma_{H}$

 τ : est le coefficient d'amplification topographique qui vaut 1 dans la plupart des cas.

- pour les vérifications de stabilité interne :



F_{ht}, F_{vt} : efforts transmis par le tablier sous séisme

 F_{hc} , F_{vc} : efforts provenant de l'accélération de la culée, calculés avec σ_h et σ_h .

 $\mathsf{Fs}: \left\{ \begin{array}{c} \mathsf{but\acute{e}e} \ \mathsf{des} \ \mathsf{terres} \ \mathsf{avec} \ \mathsf{un} \ \mathsf{coefficient} \ \mathsf{de} \ \mathsf{but\acute{e}e} \ \mathsf{de} \ 1 \ \mathsf{si} \ \mathsf{l'effortsismique} \ \mathsf{vers} \ \mathsf{la} \ \mathsf{cul\acute{e}e}. \\ \mathsf{pouss\acute{e}e} \ \mathsf{des} \ \mathsf{terres} \ \mathsf{calcul\acute{e}e} \ \mathsf{selon} \ \mathsf{Mononob\acute{e}} - \mathsf{Okab\acute{e}} \ \mathsf{si} \ \mathsf{l'effort} \ \mathsf{sismique} \ \mathsf{vers} \ \mathsf{le} \ \mathsf{tablier}. \end{array} \right.$

3.6. Organes d'appui dus tabliers

3.6.1. Généralités

Les différentes solutions utilisées pour transmettre les efforts du tablier aux appuis sont :

- transmission directe par un encastrement (ponts cadres ou portiques),
- sections rétrécies de béton,
- appareils d'appui en caoutchouc fretté,
- appareils d'appui à pot d'élastomère,
- appareils d'appui métalliques,
- appareils d'appui d'un des trois types précédents associé à un dispositif de glissement.

Les sections rétrécies de béton sont déconseillées en zone sismique. En effet, l'inclinaison de la réaction d'appui ne peut excéder un quart (BAEL), ce qui limite leur emploi.

Pour les ponts-dalles ou les ponts à poutres la solution généralement la plus intéressante consiste à utiliser des appareils d'appui en caoutchouc fretté.

Nous allons détailler ci-après successivement les actions de calcul et les vérifications à effectuer pour les appareils d'appui en caoutchouc fretté et pour les appareils d'appui spéciaux (à pot d'élastomère ou métalliques).

3.6.2. Actions de calcul

Le projeteur doit choisir parmi les options suivantes pour déterminer les actions de calcul à utiliser pour dimensionner les organes d'appui (§7.2. du guide AFPS 92) :

- a) Efforts nominaux issus du calcul multipliés par $\gamma_0=0.8+0.2q$ et par $\gamma_R=1.4$: Pour les ouvrages courants, il suffit dans la grande majorité des cas de se limiter à une conception élastique (q=1,0). Par suite, cette option de calcul revient à majorer de 40% les efforts sismiques de calcul.
- b) Les sollicitations nominales du calcul sismique ne sont pas majorées : En contrepartie, le guide demande de mettre en place des butées de sécurité qui entrent en action à la fin de la course de l'appareil d'appui. Ces butées doivent être calculées pour reprendre 40% des efforts sismiques de calcul. Les repos d'appui doivent également être majorés de 40%.

c) Les appareils d'appui ne sont pas Les appareils d'appui ne sont pas dimensionnés pour prendre les efforts sismiques :

Dans ce cas, les efforts sismiques sont repris par des dispositifs spéciaux (butées de blocage, amortisseurs...).

3.6.3. Prescription pour les appareils d'appui en caoutchouc fretté

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

3.6.4. Résistance à la compression

La contrainte de compression moyenne, calculée sur la section en plan réduite par les déplacements horizontaux maximaux, doit être vérifiée avec un coefficient de sécurité de 1,5.

3.6.4.1. Flambement

Le coefficient de sécurité vis à vis du flambement $\gamma_s = p_c/p_u$ est de 3.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = 4GAS^2 - d/h$$

G: module de cisaillement du caoutchouc.

A: aire nominale en plan de l'appareil d'appui (A = a x b).

S : facteur de forme (rapport de l'aire en plan à la surface extérieure d'un feuillet) .

d : épaisseur d'une frette + épaisseur d'un feuillet.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification.

3.6.4.2. Distorsion

La distorsion sous séisme est d'autant plus limitée que la sécurité par rapport au flambement est grande.

Le guide AFPS 92 demande de vérifier :

- pour p = Pu/Pc < 0.25, δ < 0.7 + 4(δ_0 0.7)(0.25 p)
- pour p = Pu/Pc > 0.25, $\delta < 1.4(1-2p)$

Avec:

 $\delta_0 = c/h_c$, borné par 0,7 $< \delta_0 < 2$

c : petit côté de l'appareil d'appui.

h_c: épaisseur totale d'élastomère.

Par suite, les formules précédentes se simplifient et peuvent être représentées graphiquement :

- pour p = Pu/Pc < 0.25, δ < 0.7 + 5.2 (0.25 p)
- pour p = Pu/Pc > 0,25, $\delta < l, 4(l-2p)$

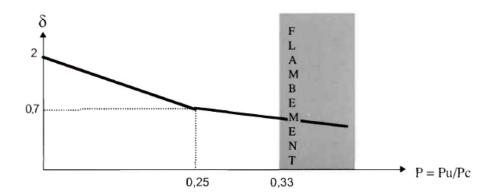


Fig.18.3:diagramme de flambent

3.6.4.3. Glissement

Concernant le glissement, le guide AFPS propose une vérification identique à celle du BT4 :

Avec:

H: effort horizontal;

N : effort de compression vertical concomitant ;

f : coefficient de frottement.

Dans le cas courant où les faces de l'appareil d'appui en contact avec la structure sont en élastomère

$$f = 0.10 + \frac{60}{\sigma_m}$$

 σ_m : contrainte moyenne de compression en MPa.

Dans la pratique cette condition pourra rarement être vérifiée et, le projeteur sera souvent conduit à mettre en œuvre un dispositif particulier pour éviter le glissement (taquets d'arrêt, ancrage de l'appareil d'appui...).

Chapitre 4

Etude d'un pont a poutres multiples en béton précontrainte de deux travées

CHAPITRE 04 : ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE DE DEUX TRAVEES

4.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation d'un exemple pour montrer le déroulement d'un calcul sismique selon RPOA puis PS 92.

Le cas d'étude concerne un pont à poutres multiples en béton précontraint par pré-tension.

4.2. Présentation de l'ouvrage

4.2.1. Situation de l'ouvrage

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de jijel. C'est un pont-route qui se compose de 2 travées de 20 m chacune et qui va franchir Oued Sayoud. Cet ouvrage est désigné pour remplacer un ancien pont qui possède une seule voie de circulation.

Cette présente étude rentre dans le cadre de la modernisation de l'EX RN43 menant vers Chekfa W-Jijel.

4.2.2. caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur total: 40m
- Largeur totale du pont : L = 10.2 m;

Données fonctionnelles :

- La portée de l'ouvrage : 19.4 m;
- Longueur des poutres précontraintes : 20 m ;
- Hauteur des poutres : 1.10 m;
- Le nombre des poutres dans chaque travée : 7 poutres ;
- L'entre axe de poutres : $\lambda = 1.26 \text{ m}$;
- Largeur de la chaussée : $L_c = 8 \text{ m}$;
- Largeur des trottoirs : $L_{trot} = 1 \text{ m}$;
- Épaisseurs du hourdis : e = 0.25 m.

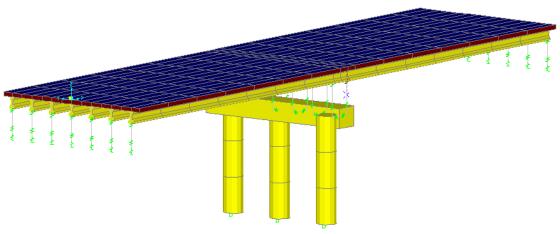


Fig.1.4: vue en 3D de l'ouvrage

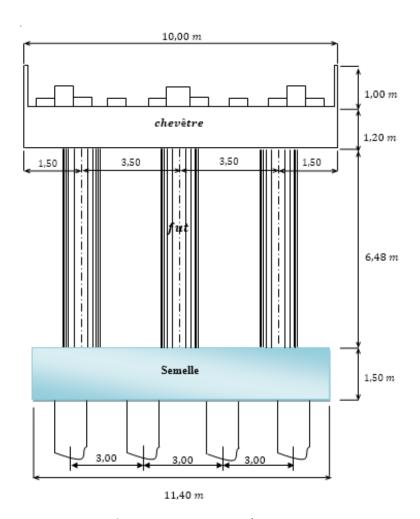


Fig.2.4 : coupe transversal

Le poids du tablier est constitué par celui de la dalle et des poutres soit :

$$c_p = p_{tot} + p_{dalle} = 5.96 + 6.25 = 12.21 t/ml$$

$$CC_P = 2(p_{GC} + p_{trott} + p_c) + p_r = 3.15t/ml.$$

Poids propre d'une travée :

$$G=(C_P + CC_P).L= (12.207 + 3.151) \times 20 = 307.15 t.$$

CP : charge permanente.

CCP : charge complémentaire permanent.

4.2.3. Classification des ponts

Notre ouvrage est de groupe 3 (Pont d'importance moyenne).

4.2.4. Classification des zones sismiques

La wilaya de Jijel est appartient à la « zone IIa » de moyenne sismicité

4.2.5. Coefficient d'accélération de zone

Selon le tableau de coefficients d'accélération de zone en trouve : A= 0,15

4.2.6. Catégorie de site

D'après le rapport géologie du projet, l'ouvrage se situe sur un site S2.

4.3. Détermination des sollicitations sismique longitudinale :

Le pont est régulier, nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dit monomodale.

La détermination de la sollicitation qui subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

4.3.1. Vérification des conditions nécessaires

Le pont est régulier, nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale.

Afin d'utiliser la méthode d'analyse monomodale, la masse modale mise en mouvement doit être supérieur à 70%.

Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère fretté ou glissants) si :

$$M_P \le 0.43 M_T$$

M_P: masse de l'ensemble des piles hors fondations.

 M_T : masse totale du tablier.

Pour notre cas :
$$M_T = 307.15 \times 2 = 614.3 \text{ t}$$

$$M_P = P_{fut} + (P_{CH} + P_d + P_p) = 54.96 + 48.16 = 103.12 \text{ t}$$

$$M = 614.3 + 103.124 = 717.42 \text{ t}$$

$$0.43 \times M_T \ge M_P \Rightarrow OK$$

En plus, l'ouvrage étudié est régulier et non biais \Rightarrow la méthode est applicable.

4.3.2. Evaluation de la masse

Selon l' RPOA, On prend en considération la masse totale du tablier augmenté de la moitié supérieure des piles au tablier.

Poids total propre du tablier : $M_T = 614.3$ t

Poids des piles est :

$$(A_{\text{chev}} \times h_{\text{chev}} + \frac{1}{2}(A_{\text{fut}} \times h_{\text{fut}})) \times 2,5 \text{ et } A_{\text{fut}} = n(\frac{\pi D^4}{4})$$

Le poids considéré serait :

$$M_{tot} = 614.3 + 75.66 = 689.96 t$$

4.3.3. Évaluation de la Raideur

La raideur comprend celle de la pile ainsi que celle des appareils d'appuis.

4.3.3.1. pour un fût encastrée en pied

$$K_P = n \frac{3 \; EI}{h^3}$$

Avec:

- n : le nombre de fûts de la pile.

- E: module de Yong de béton.

- I: l'inertie longitudinale d'un fût.

- h: la hauteur du fut de pile.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

Sur culée

$$K_{\text{cul\'ee}} = \infty$$

Sur pile

$$E = 32000000 \text{ KN/m}^2$$

$$K_{pile} = 3 \times \frac{3 \times 32000000 \times 0.1017}{(6.48)^3} = 35881.22 \text{ KN}$$

4.3.3.2. Raider des appareils d'appui

$$K_{appareil} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Ou:

G : le module de cisaillement de l'appareil.

a, b : les dimensions en plan de l'appareil.

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil.

n : le nombre d'appareil par élément porteur.

$$K_{appareil (culée)} = 7 \times \frac{1200 \times 0.3 \times 0.2}{5 \times 0.008} = 12600 \text{ KN/m}$$

$$K_{appareil (pile)} = 14 \times \frac{1200 \times 0.3 \times 0.25}{5 \times 0.008} = 31500 \text{ KN/m}$$

4.3.3.3. Raideur totale par appui

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

Sur culée

$$K_{\text{T.cul\'ee}} = \frac{1}{\frac{1}{12600} + \frac{1}{\infty}} = 12600 \text{ KN/m}$$

Sur pile

$$K_{T.pile} = \frac{1}{\frac{1}{31500} + \frac{1}{35881.21}} = 16774.08 \text{ KN/m}$$

4.3.3.4. Raideur du système

$$K = 2 \times K_{T.Cul\acute{e}e} + K_{T.Pile} = 2 \times 12600 + 16774.08 = 41974.08 \text{ KN/m}$$

4.3.3.5. Evaluation de la période propre de l'ouvrage

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{689.96}{41974.08}} = 0.76 \text{ s}$$

4.3.4. Evaluation de l'amortissement structurel

Dans le cas des ponts courants, le taux d'amortissement adopte et celui des piles, dans notre cas les piles sont en béton armé, donc on adopte un taux d'amortissement de 5½ se qui implique que la facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \sqrt{7/(2+\xi)}$.

4.4. Spectre réponse élastique

4.4.1. Composante horizontale

- Le coefficient d'accélération de la zone : A = 0.15
- Le taux d'amortissement : $\xi = 5$
- La période de l'ouvrage : T = 0.57s
- Coefficient de site S = 1.1
- Les périodes caractéristiques associées au site : T1 = 0.15 s, T2 = 0.4 s (tableau 2.4).

Spectre de réponse (RPOA) :
$$\begin{cases} & T2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.} \\ & Sae(T,\xi) \text{ } (m/s^2) = 2.5 \times \eta \times A \times \text{ g} \times S \times (\text{ } T2/T \text{).} \end{cases}$$

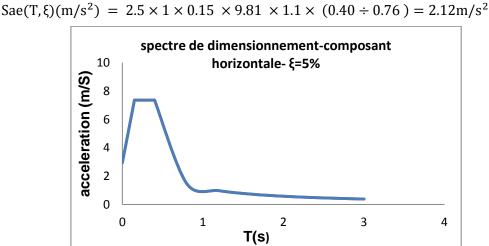


Fig.3.4: diagramme de spectre horizontal $\xi = 5\%$

4.4.2. Composante verticale

 $\alpha = 0.7$ pour la zone sismique IIa.

Les périodes caractéristiques associées au site : T1 = 0.15 s, T2 = 0.4 s (tableau 3.4).

$$\begin{array}{l} \text{Spectre de réponse (RPOA) : } \left\{ \begin{array}{r} T2 \, \leq \, T \, \leq \, 3.0 \; s. \\ \\ \text{Sae}^{v} \, (T,\xi)(m/s^2) \, = \, 2.5 \times \alpha \times A \times \; g \times \eta(\frac{T2}{T}). \end{array} \right. \\ \text{Sae}^{v} \, (T,\xi)(m/s^2) \, = \, 2.5 \, \times \, 0.7 \, \times 0.15 \, \times \, 9.81 \, \times \, 1 \, \times (0.40 \div 0.76 \,) = 1.37 \, m \, / \, s^2 \\ \end{array}$$

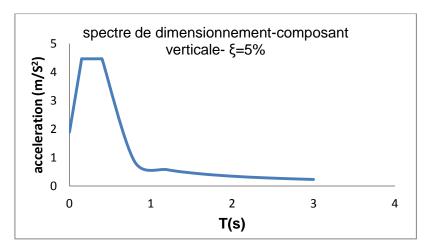


Fig.4.4 : diagramme de spectre vertical $\xi = 5\%$

4.4.3. Spectre de dimensionnement

Les périodes caractéristiques associées au site : $T_2 = 0.4s$

Spectre de réponse (RPOA) :
$$\begin{cases} T2 \le T \le 3.0 \text{ s.} \\ Sad (m/s2)(T,\xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (\frac{T2}{T})^{\frac{2}{3}}. \end{cases}$$

Sad
$$(m/s^2)(T,\xi) = 2.5 \times 1 \times 0.15 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{0.76}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.64 \text{ m/s}^2$$

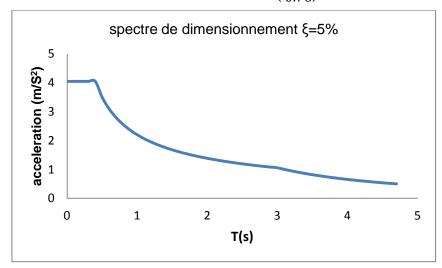


Fig.5.4 : diagramme de spectre de dimensionnement $\,\xi\,=\,5\%$

4.5. Effort longitudinal

4.5.1. Effort total

$$F_{long}^{i} = M.Sa(T)$$

Sa (T): l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T:

$$Sa(T) = Sae(T)$$
 pour un calcul élastique (q=1)

$$F_{long}^{i} = 689.96 \times 2.12 = 1462.72 \text{ KN}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

Sur pile

$$F_{\text{pile}} = \frac{15976.49}{46770.25} \times 1462.72 = 499.65 \text{ KN}$$

Sur culée

$$F_{\text{cul\'ee}} = \frac{14400}{46770.25} \times 1462.72 = 450.35 \text{ KN}$$

Le tableau ci-dessous présente les efforts sismiques obtenus selon les deux méthodes :

La méthode RPOA (méthode monomodale) et la méthode conventionnelle.

La méthode conventionnelle calcule les efforts sismiques forfaitairement par une approximation en multipliant la charge permanente par un coefficient généralement pris égal a :

- 0.1 pour la charge horizontale.

- ±0.07 pour la charge verticale.
- $F_{long}^{i} = 0.1 \times poids propre$ (un travée de tablier)
- $F_{\text{long pile}}^{i} = 0.1 \times 307.15 = 307.15 \text{ KN}$
- $F_{long cul\acute{e}e}^{i} = 0.1 \times poids propre (cul\acute{e}e)$
- $F_{\text{long cul\'ee}}^{i} = 0.1 \times 3310 = 331 \text{ KN}$

	F i long (RPOA°) (KN)	F i long (conventionnelle) (KN)
Pile	499.65	307.15
Culée	450.35	331

Tableau.1.4: efforts sismiques obtenus selon les méthodes RPOA et conventionnelle

- Conclusion

On remarque que les efforts sismiques évalués par la méthode monomodale sont inférieure que ceux par la méthode conventionnelle. Donc, on peut dire que les efforts engendres dans la structure obtenus par la méthode RPOA seront donc plus précisé par rapport à ceux de la méthode conventionnelle.

4.5.2. Déplacement de tablier

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$
. Sa(T) = $\left(\frac{0.60}{2\pi}\right)^2 \times 2.12 = 0.019$ m

4.5.3. Déplacement de la tête de pile par apport au sol

$$d_{long} = \frac{F_{long}}{K_{appui}}$$

	d _{long} (RPOA°) (m)	d long(conventionnelle) (m)
Pile	0.010	0.0086
Culée	0	0

Tableau.2.4 : Déplacement de la tête de pile par apport au sol

4.6. Effort transversal

On a:

$$\frac{L}{B} = \frac{40}{10.2} = 3.92 \le 5$$
, on utilise le modèle à tablier rigide.

4.7. Vérifications des appareils d'appuis

4.7.1. Dimension en plan de l'appareil

Il faut respecter:

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Conditions:

a /
$$10 \le T \le a / 5 \Rightarrow 250 \le a \le 500$$
.

On peut prendre : a = 250 mm. Donc : b = 300 mm.

4.7.2. Répartition des efforts horizontaux

4.7.2.1. Efforts de freinage

Les charges de chaussées, des systèmes A(l) et B_c sont susceptibles de développer la réaction de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chassée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Système B_C

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 8} = 1.875 t$$

Système A(l)

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A}{20 + 0.0035.\,S}$$

$$H_{A(1)} = F_A = 9,632t$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{9,632}{2 \times 8} = 0.602 t$$

4.7.2.2. Effort due au vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p = 250 \text{ Kg/m}^2$) sur toute la surface du pont.

$$S = 20 \times 1.55 = 31 \text{ m}^2$$

$$H_{ve} = 250 \times 10^{-3} \left(\frac{31}{2 \times 8} \right) = 0.484 \text{ t}$$

4.7.2.3. Effort dû au séisme

L'intensité du séisme (RPOA) :

$$f_h$$
= 49.97 t.
 f_V = 32.29 t.

4.7.3. Effort due à la déformation (déplacements)

$$\varepsilon = \Delta_{\text{max}} = \Delta_{\beta} + \Delta_{r} + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_{t}$$

Où:

 Δ_{β} : déplacement due a la rotation.

 Δ_r : déplacement due au retrait.

 Δ_{flu} : déplacement due au fluage.

 Δ_t : déplacement du a la variation de la température.

$$\Delta_{\text{max}} = -0.0979 + 0.1817 + 0.592 + 0.20 = 0.8758 \text{ cm}$$

Module d'élasticité transversale : $G=80 \text{ t/m}^2$ La hauteur nette de l'élastomère : T=4 cm Effort de longue durée :

$$\epsilon = \frac{\text{H. T}}{\text{G. a. b}} \implies \text{H} = \frac{\text{G. a. b. }\epsilon}{\text{T}}$$

$$\text{H} = \frac{80(30 \times 25 \times 0.8758)10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = 1.314 \text{ t}$$

4.7.4. Vérification des contraintes

4.7.4.1. Limitation des contraintes de cisaillement

a) Sollicitation sous charge verticale

 σ_m : Contrainte de compression sous $N_{max}. \label{eq:sigmam}$

 τ_N : Contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\begin{cases} \tau_{N} = 1.5 \left(\frac{\sigma_{m}}{\beta} \right) \\ \sigma_{m} = \frac{N_{max}}{a \ b} \end{cases} \Rightarrow \tau_{N} = 1.5 \left(\frac{N_{max}}{\beta . \ a. \ b} \right)$$

 β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)} = \frac{30 \times 25}{2 \times 1(25+30)} = 6,82$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{24,576 \times 10^{-2}}{6.82 \times 0.25 \times 0.30} \right) = 0,721 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 0.721 < 3G = 2.4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

b) Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\tau_{\rm H} = \tau_{\rm H1} + 0.5 \tau_{\rm H2} < 0.7 G \implies \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_{\rm H} = \tau_{\rm H1} + 0.5\tau_{\rm H2} < 1.3G \implies \text{Si l'action H due au séisme.}$$

 τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{\rm H1} = \frac{{
m G.\,U}}{{
m T}} = \frac{0.8 \times 0.9737 \ \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} = 0.195 \ {
m Mpa}$$

 τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\begin{split} \tau_{H2} &= \left(\frac{H}{a.\,b}\right) = \left(\frac{4,7992\times 10^{-2}}{0,25\times 0,30}\right) = 0,639\,\text{Mpa} \\ \tau_{H} &= 0,195 + 0,5\times 0,639 = 0,515\,\text{Mpa} < 0,7\times 0,80 = 0,560\,\text{Mpa} \\ \tau_{H2} &= \left(\frac{H}{a.\,b}\right) = \left(\frac{1,344\times 10^{-2}}{0,25\times 0,30}\right) = 0,179\,\text{Mpa} \\ \tau_{H} &= 0,195 + 0,5\times 0,179 = 0,285\,\text{Mpa} < 1,3\times 0,8 = 1,040\,\text{Mpa} \\ \end{split} \qquad \qquad \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

4.7.4.2. vérification

a) Condition de non glissement

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \; min} = \frac{N_{min}}{a.b} \geq 2 Mpa \\ H \leq f. \, N_{min} \end{array} \right.$$

avec:

f: coefficient de frottement.

Pour les appareils bon, la face au contacte avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a.b} = \frac{17,49 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} = 2.332 \text{ MPA}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,309$$

Pour les efforts minimaux (N_{min}) on à comme force horizontale :

b) Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température)

$$\begin{split} H_{(R,F,T)} &= \frac{G.\,U}{T}\,(a.\,b) = \frac{0.8\times0.9737\times10^{-2}}{4\times10^{-2}}\,(0.25\times0.30) = 0.0146\,\,\text{MN} \\ \int_{c\,\min} &= 2.332\,\,\text{Mpa} \geq 2\text{Mpa} \rightarrow \,\text{V\'erifi\'e} \\ H_{(R,F,T)} &= 0.0146\,\,\,\text{MN} \leq f.\,N_{\min} = 0.309\times17.49\times10^{-2} = 0.0540\,\,\text{MN} \rightarrow \,\text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Force horizontale due au séisme :

$$H_s = 49.97/2 \times 8 = 3.12 t < 5.40 t \rightarrow Vérifié$$

- Conclusion

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

4.8. Modélisation de la structure

Pour avoir un bon modèle automatique, qui reflète le pot dans son ensemble, et qui sera dans les mêmes conditions arrêtées pour le calcule analytique développé ci-dessus, quelque hypothèse sont arrêtées au niveau de calcul automatique.

La structure est modélisée selon les étapes suivant :

4.8.1. Définition Matériau

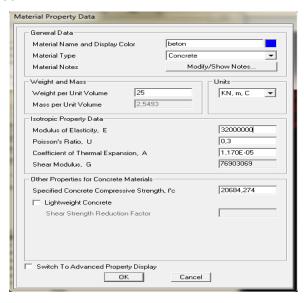


Fig.6.4: Matériau utilisé

4.8.2. Modélisation du tablier

Les poutres ont été modélisées comme étant éléments "FRAME".

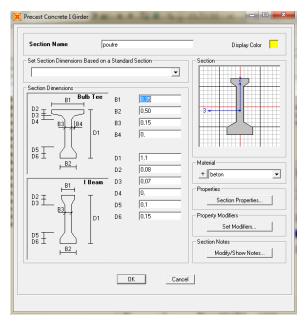


Fig.7.4 : géométrie de la poutre

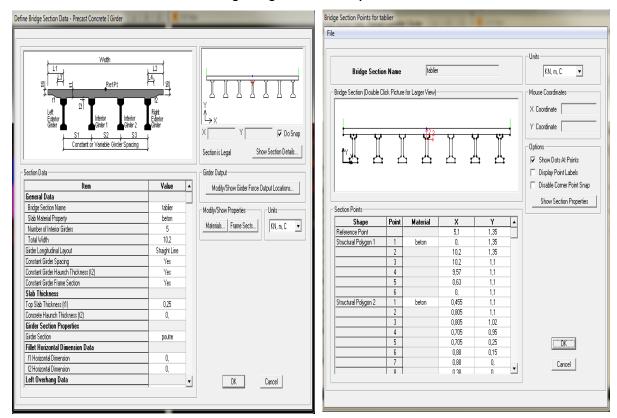


Fig. 8.4 : géométrie du tablier

4.8.3. Modélisation des piles

Les piles ont été modélisation comme éléments "FRAME".

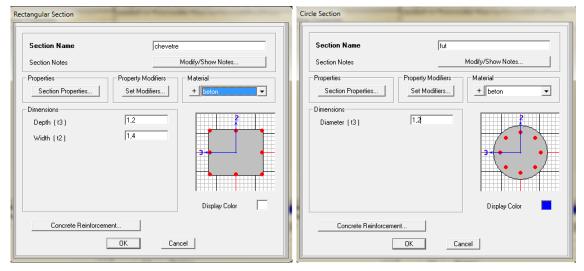


Fig.9.4: géométrie du chevêtre et fût

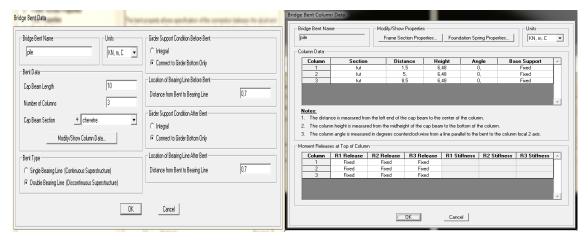


Fig.10.4: modélisation de la pile

4.8.4. Modélisation de la culé

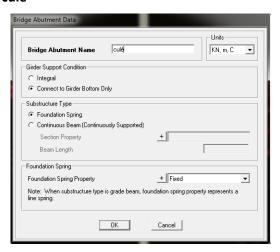


Fig.11.4: modélisation des culées

4.8.5. Modélisation des appareils d'appui et condition à la limite

Les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments "LINK" pour la prise en compte de leur raideur propre afin d'approcher au mieux le comportement réel de structure.

Les piles sont encastrées en pied et articulées en tête.

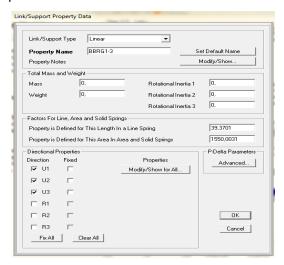


Fig.12.4: modélisation des appareils d'appui

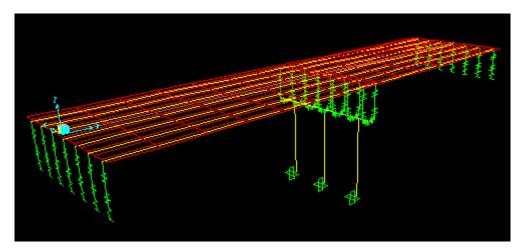


Fig.13.4: condition aux limites

4.8.6. Chargement de tablier

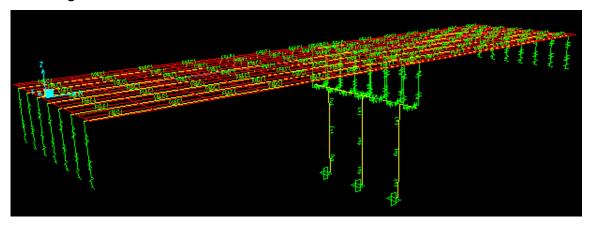


Fig.14.4: charge permanente

4.8.7. Définition du spectre de réponse

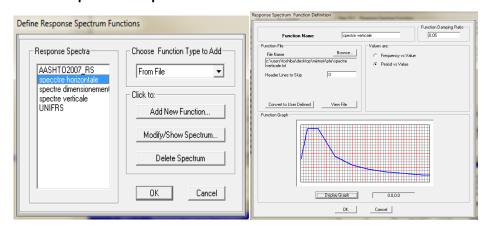


Fig.15.4: réponse spectres fonctions

Fig.16.4: spectre de réponse verticale

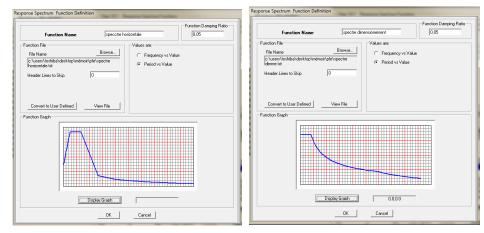


Fig.17.4: spectre de réponse horizontale

Fig.18.4: spectre de dimensionnement

4.8.8. Combinaisons utilisées

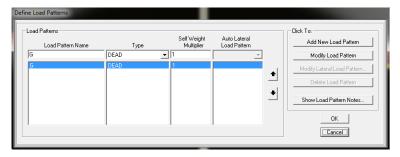


Fig.19.4: type de charge

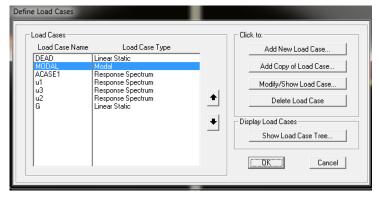


Fig.20.4: cas de charge

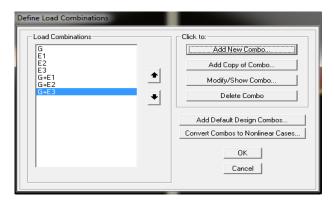


Fig.21.4: combinaisons d'actions

4.9. Résultats

4.9.1. Périodes et participation massique des modes

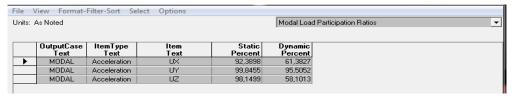
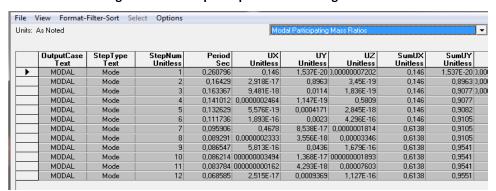


Fig.22.4: taux de participation de la charge modale



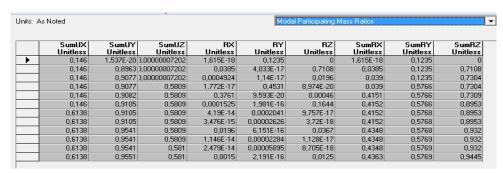


Fig.23.4: rapport de mass modale participant

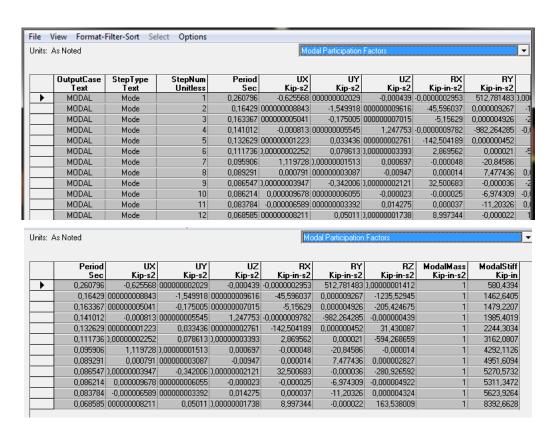


Fig.24.4: facteur de participation modale

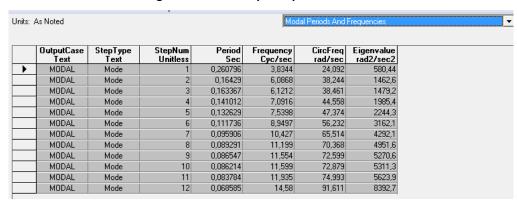


Fig.25.4: périodes et fréquences modales

4.9.2. Modes propres de vibration

Quelques formes propres de vibration traduisant la déformation de la structure sont présentées ciaprès

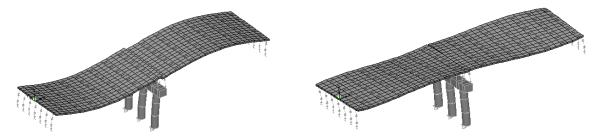


Fig.26.4: forme propre de vibration mode 1 et 2

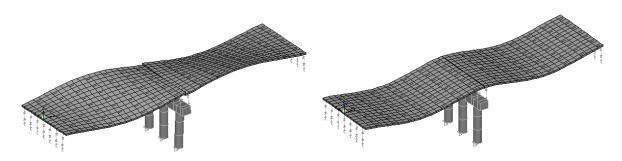


Fig.27.4 : forme propre de vibration mode 3 et 4

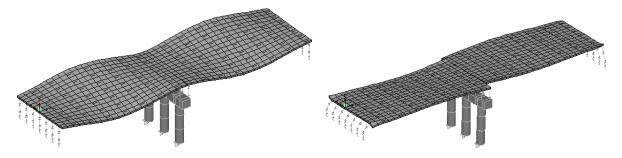


Fig.28.4 : forme propre de vibration mode 5 et 6

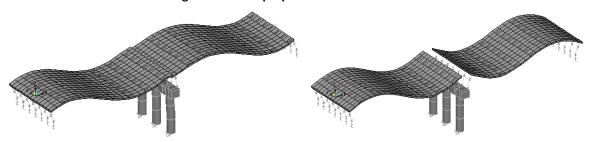


Fig.29.4 : forme propre de vibration mode 7 et 8

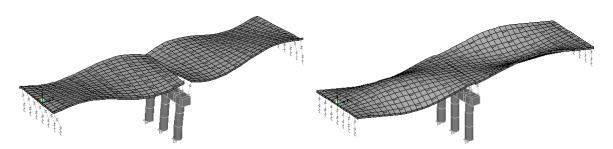


Fig.30.4 : forme propre de vibration mode 9 et 10

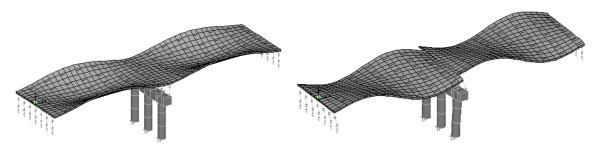


Fig.31.4 : forme propre de vibration mode 11 et 12

4.9.3. Diagramme des moments selon combinaison

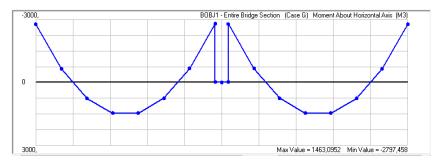


Fig.32.4: diagramme du moment sous poids propre

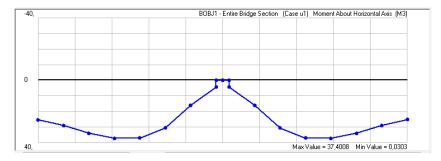


Fig.33.4 : diagramme du moment sous séisme longitudinal



Fig.34.4 : diagramme du moment sous séisme verticale

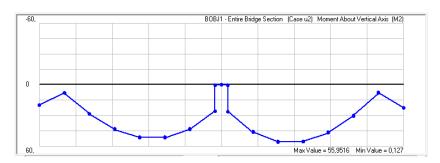


Fig.35.4 : diagramme du moment sous séisme transversale

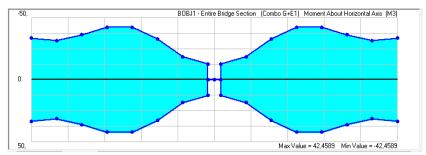


Fig.36.4 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+E1

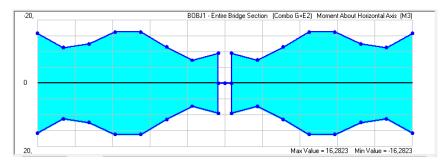


Fig.37.4 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+E2

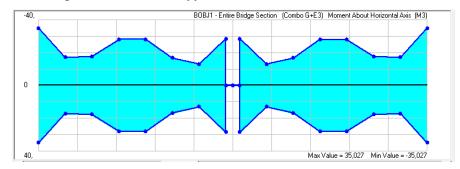


Fig.38.4: courbe enveloppe du moment sous combinaison G+E3

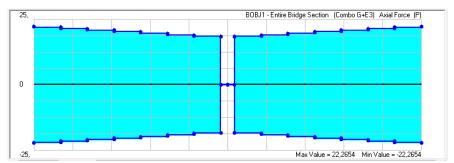


Fig.39.4: Diagramme des forces sous la combinaison G+E3

En résumé, la combinaison à prendre en compte lors de la vérification de la structure est G+E3.

D'où:

 $M_{max} = 35.027 \text{ KN. m}$

 $N_{max} = 22.2654 \text{ KN}$

4.10. analyse des résultats

4.10.1. Sens longitudinale

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	0.76	0.26

Tableau.3.4 : période fondamentale

Les modèles mathématiques utilisés pour l'application de la méthode monomodale présentée dans RPOA ont permis d'avoir pratiquement des grandeurs acceptable des périodes dans le sens longitudinal.

4.11. actions sismiques Selon PS92

4.11.1. Accélération nominal

L'ouvrage est de classe C et se situe en Zone II.

L'accélération nominale est définie en fonction de la Zone et de la classe de l'ouvrage.

$$a_N = 3.0 \text{ m/s}^2$$
.

4.11.2. Site

D'après le rapport géologique du projet, l'ouvrage se situe sur un site S_2 .

4.11.3. Spectre de répons élastique

Le spectre de réponse élastique règlements est défini à partir du site sur lequel se situe l'ouvrage. Comme conseille dans le présent guide, le plateau du spectre du spectre est prolongé jusqu'à. Le spectre de calcule normalisé ($a_N=1$) à utiliser est donc celui représenté sur le graphe ci-dessous.

Ce spectre est multiplié par l'accélération nominale (3,0 m/s²) pour les composantes horizontales du séisme et par 0,7 fois l'accélération nominale (2,1 m/s²) pour la composante verticale, (voir Figure 2.3)

4.11.4. Coefficient de comportement

Les calculs sont effectués dans le domaine élastique ; aucun coefficient de comportement n'est pris en compte (q=1).

4.12. Dimensionnement des appareils d'appui

4.12.1. Pré dimensionnement des appareils d'appuis

4.12.1.1. Pré dimensionnement vis-à-vis des charges service

Nous prendrons le dimensionnement suivant :

• Sur culée : (0,200 x 0,300) m²

• Sur Pile: (0,250 x 0,300) m²

4.12.1.2. Pré dimensionnement vis-à-vis des actions sismique

1 - coté d'un appareil carré donné par :

$$a = \left[0.000273 \times a_n \times b \times \sqrt{\frac{M}{n}}\right]^{\frac{2}{3}} = \left[0.000273 \times 3 \times 1 \times \sqrt{\frac{410270}{16}}\right]^{\frac{2}{3}} = 0.25$$

n: nombre appareils,

n=24⇒ nombre d'appui sur culée = 8 et nombre d'appui sur pile = 8,

M : masse total = 410.27t,

 a_n =accélération nominale =3m/s².

Ce pré dimensionnement peut être affiné à partir des résultats du calcul en service, afin d'effectuer une meilleure répartition de matière en piles et culées. En effet, le fait de surdimensionné les appareils d'appui sur culée peut poser des problèmes de décollement sous charges de service.

Pour ce faire, on multiple la valeur de « a » trouvé ci-dessous par un coefficient tenant compte du rapport des surfaces « z » entre les appareils sur culée et ceux sur pile obtenus à partir des résultats en service.

$$\xi = \frac{n_c \times \sqrt{s_c}}{n_p \times \sqrt{s_p}} = \frac{7 \times \sqrt{0.200 \times 0.300}}{7 \times \sqrt{0.250 \times 0.300}} = 0.89$$

Avec:

n_c: nombre total d'appareils d'appui sur culées =8

n_p: nombre total d'appareils d'appui sur pile=8

s_c: section des appareils d'appui sur culées

 $\boldsymbol{s}_{\boldsymbol{p}}$: section des appareils d'appui sur culée

En utilisant la formule suivante, on obtient la dimension en plan des appareils d'appui sur pile

$$a_{\rm p} = a \times \sqrt[3]{\left(\frac{n}{n_{\rm p}}\right)} \times \left(\frac{1}{1+\xi}\right) = 0.25 \times \sqrt[3]{\left(\frac{14}{7}\right) \times \left(\frac{1}{1+0.89}\right)} = 0.26$$

Ou:

n: nombre total d'appareils d'appui.

En multiple cette valeur par « z », on obtient la dimension des appareils sur culée :

$$a_c = 0.26 \times 0.89 = 0.23$$

4.12.1.3. Choix des appareils d'appuis

Les valeurs trouvées sont :

Sur culée : (0,23 x 0,25) m²

• Sur Pile: (0,26 x0, 25) m²

Dans notre cas, le calcul sismique est prépondérant, à partir de ces valeurs nous choisissions les appareils normalisés.

Sur culée : 250x300x5(10+3)

Sur Pile: 300x300x5(10+3)

Remarque

Pour choisir les dimensions appropriées des appareils d'appuis, il est obligatoire de faire plusieurs itérations, car certaines conditions sismiques sont parfois contradictoires avec les conditions en service, après avoir vérifié toutes les conditions on prend :

Sur culée : 250x300x5(10+3)

• Sur Pile: 300x300x5(10+3)

4.12.2. Détermination des sollicitations sismiques Longitudinales

4.12.2.1. Définition des masses de la structure

La masse à prendre en compte est la masse du tablier : M= 614.3 t

4.12.2.2. Définition de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appui

(Pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

a) pour un fût encastrée en pied

$$K_P = n \frac{3EI}{h^3}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

b) Raideur des appuis

Sur culée

Sur pile

 $E = 32000000 \text{ KN/m}^2$

$$K_{pile} = 3 \times \frac{3 \times 32000000 \times 0.1017}{(6.48)^3} = 35881.22 \text{ KN}$$

c) Raider des appareils d'appui

$$K_{appareil (cul\acute{e}e)} = 7 \times \frac{1200 \times 0.3 \times 0.25}{5 \times 0.008} = 15750 \text{ KN/m}$$

$$K_{appareil (pile)} = 14 \times \frac{1200 \times 0.3 \times 0.3}{5 \times 0.008} = 37800 \text{ KN/m}$$

- d) Raideur totale par appui
- Sur culée

$$K_{\text{T.cul\'ee}} = \frac{1}{\frac{1}{15750} + \frac{1}{\infty}} = 15750 \text{ KN/m}$$

Sur pile

$$K_{T.pile} = \frac{1}{\frac{1}{37800} + \frac{1}{35881.21}} = 18407.81 \text{ KN/m}$$

e) Raideur du système

$$K = 2 \times K_{T.cul\acute{e}} + K_{T.pil\acute{e}} = 2 \times 15750 + 18407.81 = 49907.81 \text{ KN/m}$$

4.12.2.3. Evaluation de la période propre de l'ouvrage

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{614.3}{49907.81}} = 0.70 \text{ s}$$

4.12.2.4. Evaluation de l'amortissement structurel

Par simplification, dans le cas des ponts courants, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans le cas d'un ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement égal à 5%, ce qui revient à utiliser le spectre sans correction.

4.12.2.5. Evaluation des forces statiques équivalentes

a) Réponse sismique

Notre site est S₂, donc le spectre dont l'équation est :

$$R(T) = \frac{1.35}{T} = \frac{1.35}{0.70} = 1.93$$

b) Effort longitudinal

L'effort total est alors :

$$F_{long} = M \times R(T) \times a_N = 614.3 \times 1.93 \times 3 = 3556.98 \text{ KN}$$

Effort par élément porteur, la distribution se fait au prorata des raideurs:

$$F_{long}^{i} = \frac{K_{i}}{K} F_{long}$$

Sur pile

$$F_{\text{pile}} = \frac{18407.81}{49907.81} \times 3556.98 = 1311.94 \text{ KN}$$

Sur culée

$$F_{\text{cul\'ee}} = \frac{15750}{49907.81} \times 3556.98 = 1122.52 \text{ KN}$$

c) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$\begin{split} &d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times R(T) \times a_N \\ &d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{0.70^2}{4 \times \pi^2} \times 1.93 \times 3 = 0.072 \ m \end{split}$$

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$\begin{split} d_{longitudinal} &= \frac{F_{Longitudinal}}{K_{appui}} \\ d_{longitudinal}^{pile} &= \frac{1311.94}{35881.22} = 0.037 \text{ m} \\ d_{longitudinal}^{cul\acute{e}e} &= \frac{875.53}{\infty} = 0 \end{split}$$

4.12.3. Détermination des sollicitations sismiques transversales

Le tablier est infiniment rigide suivant cette direction et est bloqué transversalement sur chacune des culées. L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées.

Pour cela, on applique à la masse du tablier (3238,65 t) une accélération égale au plateau du spectre (3 m/s²), puis on répartit celle-ci de manière égale sur les culées.

4.12.3.1. Effort transversal

$$F^{transversal} = M \times R(plateau) \times a_N$$

Sur culée

$$F^{transversal} = \frac{614.3 \times 2.25 \times 3}{2} = 2073.27 \text{ KN}$$

4.12.4. Détermination des sollicitations sismiques verticales

Pour déterminer les réactions d'appui verticales sous séisme, on utilise la méthode approchée donnée dans ce guide:

Les réactions d'appuis sous séisme vertical sont calculées à l'aide de l'équation :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Avec:

- R_i: la réaction d'appui à l'appui i,
- a : un paramètre dépendant de l'activité sismique et du type de site,
- b : un paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travées,
- μ : la masse linéique du tablier, ($\mu = 15.3575 \text{ t/ml} = 15357.5 \text{ kg/ml}$)
- L : la longueur de la travée principale.

Pour un ouvrage de classe C, situé en zone II, dans un site S2, le paramètre a vaut b = 4.73.

Pour un ouvrage de 2 travées, avec un rapport de travées de ψ = 1, le paramètre a vaut b =0.31 sur culées et b = 0.89 sur piles.

4.12.4.1. Effort vertical (ascendant ou descendant)

Sur culée

$$F_{cul\acute{e}e}^{vertical} = 4.73 \times 0.31 \times 15357.5 \times 20 = \pm 450374.045 \text{ N}$$

Sur pile

$$F_{\text{pile}}^{\text{vertical}} = 4.73 \times 0.89 \times 15357.5 \times 20 = \pm 12930219.841 \text{ N}$$

4.12.5. Vérifications des appareils d'appui

4.12.5.1. Tableau récapitulatif

a) Déformations longitudinales

		Sur culée	Sur pile
	déplacement du tablier	0.067m	0.067 m
sous séisme	déplacement de la tête de pile	0	0.037 m
	distorsion (E)	0.067 m	0.030 m
sous charges de	distorsion due aux variations de température (ΔT)	0.002 m	0.002 m
service	distorsion due au retrait et au fluage (Diff)	0.006 m	0.006 m
	cumul (ΔT + Diff)	0.008 m	0.008 m
Sous combinaison sismique	cumul (E + 0,4 Δ T + Diff)	0.081 m	0.037 m

Tableau.4.4: Déformations longitudinales

b) Rotations

	Sur culée	Sur pile
Charge permanents	$2.30 \times 10^{-3} \text{ rad}$	$1.50 \times 10^{-3} \text{ rad}$
Charges A(I)	$0.52 \times 10^{-3} \text{ rad}$	$0.80 \times 10^{-3} \text{ rad}$

Tableau.5.4: Rotation

c) Efforts

			Sur culée	Sur pile
		vertical	450.37	1239.02
Sous séisme		longitudinal	1122.52	1311.94
		transversal	2073.27	0
	charges permanentes	max	135.56	279.76
Sous Charges de service		min	130.18	260.56
Jous Charges de Service	charges A(I)	max	133.26	267.56
		min	40.17	40.20

Tableau.6.4: les efforts

4.12.5.2. Vérifications sous séisme

a) Résistance à la compression

$$\begin{split} &\sigma_m \leq 15 \text{MPa} \quad \text{avec} \\ &\sigma_m = \frac{F_{\text{vertical}}^{\text{service}} + F_{\text{vertical}}^{\text{séisme}}}{s} \quad \text{(S' l'aire réduite après distorsion (E + 0,4 ΔT + Diff))} \end{split}$$

Sur culée

$$S = (0.250 - 0.081) \times 0.300 = 0.059 \text{ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(0.136 + 0.450)/7}{0.059} = 1.42 \text{MPa}$$

$$1.42 \text{ MPa} \le 15 \text{MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Sur pile

$$S = (0.300 - 0.037) \times 0.300 = 0.079 \text{ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(0.280 + 1.239)/14}{0.079} = 1.37 \text{MPa}$$

$$1.37 \text{MPa} \le 15 \text{MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

b) Sécurité au flambement

$$\gamma_{s} \times P_{u} \le P_{1} \text{avec} \left[P_{1} = 4 \times G \times \frac{A}{n} \times S^{2} \right]$$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times e \times (a + b)}$$

$$\gamma_s = 3$$

A: I' aire de l'appareil.

n : nombre de frettes de l'appareil.

S: facteur de forme.

Sur culée

$$\begin{split} S &= \frac{0.250 \times 0.300}{2 \times 0.010 \times (0.250 + 0.300)} = 6.82 \\ P_c &= 4 \times 1200 \times \frac{(0.250 \times 0.300)}{5} \times (6.82)^2 = 3348.89 \text{KN} \\ P_u &= (135.56 + 450.37)/7 = 83.73 \text{ KN} \\ 3 \times 83.73 &\leq 3348.89 \text{KN} \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} S &= \frac{0.300 \times 0.300}{2 \times 0.010 \times (0.300 + 0.300)} = 7.5 \\ P_c &= 4 \times 1200 \times \frac{(0.300 \times 0.300)}{5} \times (7.5)^2 = 4860 \text{ KN} \\ P_u &= (279.76 + 1239.02)/14 = 108.48 \text{ KN} \\ 3 \times 108.48 \leq 4860 \text{ KN} &\rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

c) Limitation de la distorsion

• Pour : p < 0.25

$$\delta_{c} = 0.7 + 4 \times (\delta_{0} - 0.7) \times (0.25 - p) \text{avec } \delta_{0} = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ \frac{c}{h_{c}} \\ \max & 2.0 \end{bmatrix}$$

C : petit coté de l'appareil.

h_c: épaisseur total de caoutchouc.

• Pour: p > 0.25

$$\delta_{c}=1.4\times(1-2\times p)$$

Avec:

$$p = \frac{p_u}{p_c}$$
 avec $p_u = F_{vertical}^{permanent} + 0.3F_{vertical}^{service}$

Remarque

La combinaison sismique la plus défavorable est la combinaison suivante:

(Séisme longitudinal + 0.3 x séisme vertical descendant).

Pour les charges permanentes, il faut prendre la valeur la plus forte car cela induit une distorsion admissible plus faible.

Sur culée

$$p_u = (135.56 + 0.3 \times 450.37)/7 = 38.66KN$$

$$p = \frac{38.66}{3348.89} = 0.012$$

$$\delta_0 = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 0.250 \\ \hline 5 \times 0.010 \\ \max & 2.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 5.0 \\ \max & 0.2 \end{bmatrix} = 2$$

$$\delta_{c=}0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.012) = 1.95$$

$$\delta = \frac{0.081}{5 \times 0.010} = 1.62 < 1.95$$

Sur pile

$$p_u = (279.76 + 0.3 \times 1239.02)/14 = 46.58 \text{ KN}$$

$$p = \frac{46.58}{4860} = 0.009$$

$$\delta_0 = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 0.300 \\ 5 \times 0.012 \\ \max & 2.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 6 \\ \max & 0.2 \end{bmatrix} = 2$$

$$\delta_{c=}0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.009) = 1.97$$

$$\delta = \frac{0.037}{5 \times 0.010} = 0.74 \le 1.96 \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Remarque

En l'absence de butées transversales, la distorsion à vérifier serait le cumul de la distorsion Longitudinale et transversale en appliquant un coefficient de 0,3 sur la plus faible des deux.

d) Condition de non-glissement

$$H \leq H_{lim} \quad \text{avec} \begin{bmatrix} H_{lim} = f \times N & \left[f = 0.10 + \frac{0.60}{\sigma_m} & [\sigma_m en \, MPa] \right] \\ N = F_{vertical}^{permanant} - 0.3 \times F_{vertical}^{s\'{e}isme} \end{bmatrix}$$

Remarque

La combinaison sismique la plus défavorable est la combinaison :

(Séisme longitudinale + 0,3 x séisme vertical ascendant).

Pour les charges permanentes, il faut prendre la valeur la plus faible car cela diminue la force de rupture d'adhérence.

Sur culée

$$\begin{split} \text{H} &= 1122.52/7 = 160.36 \text{ KN} \\ \text{N} &= (130.18 - 0.3 \times 450.37 \,)/7 = 0.71 \text{KN} \\ \sigma_{\text{m}} &= \frac{0.0007}{0.250 \times 0.300} = 0.009 \, \text{MPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{0.009} = 66.76 \\ \text{H}_{\text{lim}} &= 66.76 \times 0.71 \, = 47.40 \, \text{KN} \\ 160.36 &> 47.40 \qquad \rightarrow \text{Non V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \text{H} &= 1311.94/14 = 93.71 \text{ KN} \\ \text{N} &= (260.56 - 0.3 \times 1239.02)/14 = 7.94 \text{KN} \\ \sigma_{\text{m}} &= \frac{0.00794}{0.300 \times 0.300} = 0.088 \text{ MPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{0.088} = 6.92 \\ \text{H}_{\text{lim}} &= 6.92 \times 7.94 = 54.94 \text{KN} \\ 93.71 &> 54.94 \qquad \rightarrow \text{Non V\'erifi\'e} \end{split}$$

Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti-glissement.

Remarque

Dans la pratique, il est très rare de pouvoir satisfaire cette condition. Le projeteur sera donc souvent dans l'obligation d'avoir recours à ce type de dispositifs.

4.12.5.3. Vérifications sous chargement de service

a) Calcul des contraintes normales

$$\sigma_{\rm m} = \frac{\rm N}{\rm a \times b}$$

Sur culée

$$\begin{split} \sigma_{m\;min} &= \frac{130.18}{0.250\times0.300} = 1735.73\;\text{KPa Soit }1.7\;\text{MPa} \\ \sigma_{m\;max} &= \frac{(135.56 + 1.2\times133.26)}{0.250\times0.300} = 3936.2\;\text{KPa soit }3.93\text{MPa} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} &\sigma_{m\;min} = \frac{267.56}{0.300\times0.300} = 2972.88\;\text{KPa Soit 2.97 MPa} \\ &\sigma_{m\;max} = \frac{(225+1.2\times267.56)}{0.300\times0.300} = 6067.46\;\text{KPa soit 6.07 MPa} \end{split}$$

- b) Calcul des contraintes de cisaillement
- 1. Contrainte de cisaillement due à l'effort normal

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_{m \; max}}{a \times b} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} \quad \begin{bmatrix} a, b \; \text{les dimensions en plan de l'appareil} \\ t \; \text{l'épaisseur d' une couche de caoutchouc} \end{bmatrix}$$

Sur culée

$$\beta = \frac{0.250 \times 0.300}{2 \times 0.010 \times (0.250 + 0.300)} = 6.818$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 3936.2}{6.818} = 865.98 \text{ KPa}$$

Sur pile

$$\beta = \frac{0.300 \times 0.300}{2 \times 0.010 \times (0.300 + 0.300)} = 7.5$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 6067.46}{7.5} = 1213.49 \text{ KPa}$$

2. Contrainte de cisaillement due à la déformation tangentielle

$$\tau_{\rm H} = G \times \frac{\rm H}{\rm T}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 9 \text{ Kg/cm}^2$

Sur culée

$$\tau_{\rm H1} = 900 \times \frac{0.008}{5 \times 0.010} = 144 \text{ KPa}$$

Sur pile

$$\tau_{H1} = 900 \times \frac{0.008}{5 \times 0.010} = 144 \text{ KPa}$$

3. Contrainte de cisaillement due à la rotation

$$\begin{split} & \tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right) \times \alpha_{1} \text{ avec} \\ & \alpha_{1} \ = \frac{\alpha_{T}}{n} \left[\alpha_{T} \ = \alpha_{0} \ + \alpha \left[\frac{\alpha_{0} \text{ la rotation due au défaut de pose} = 3 \times 10^{3} \right] \right] \end{split}$$

Sur culée

$$\alpha = 0.0013 + 1.2 \times 0.00052 = 0.0029 \text{ rad}$$

$$\begin{split} &\alpha_T &= 0.003 + 0.0029 = 0.0059 \, \text{rad} \\ &\alpha_1 &= \frac{0.0059}{5} = 0.0012 \, \text{rad} \\ &\tau_\alpha = \frac{900}{2} \times \left(\frac{0.250}{0.010}\right)^2 \times 0.0012 = 337.5 \, \text{KPa} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \alpha &= 0.0015 + 1.2 \times 0.00080 = 0.0025 \text{ rad} \\ \alpha_T &= 0.003 + 0.0025 = 0.0055 \text{ rad} \\ \alpha_1 &= \frac{0.0055}{5} = 0.0011 \text{ rad} \\ \tau_\alpha &= \frac{900}{2} \times \left(\frac{0.300}{0.010}\right)^2 \times 0.0011 = 389.81 \text{ KPa} \end{split}$$

c) Limites admises pour les contraintes de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 \times G$$

Sur culée

$$\tau = 865.98 + 144 + 337.5 \le 5 \times 900$$

1347.48 KPa ≤ 4500 KPa \rightarrow Vérifié

Sur pile

$$τ = 1213.49 + 144 + 389.81 ≤ 5 × 900$$
 1747.3 KPa ≤ 4500 KPa → **Vérifié**
 $τ_H ≤ 0.5 × G$

Sur culée

$$\begin{split} \tau_{H1} &= 144 \leq 0.5 \times 900 \\ 144 \text{ KPa} &\leq 450 \text{ KPa} &\rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \tau_{H1} &= 144 \leq 0.5 \times 900 \\ 144 \text{ KPa} &\leq 450 \text{ KPa} \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

d) Vérification de la contrainte de non-soulèvement sur les bords

$$\tau_{\alpha} \leq \tau_{N}$$

Sur culée

Sur pile

$$389.81 \text{ KPa} \le 1213.49 \text{KPa}$$

e) Vérification de la contrainte moyenne décompression

$$\sigma_{m max} \le 15 \text{ MPa}$$

Sur culée

$$3.93 \le 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Sur pile

$$6.07 \le 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

f) Vérification des conditions de non-cheminement et non-glissement

$$\sigma_{\text{m min}} \ge 2 \text{ MPa}$$

Sur culée

1.7 MPa ≥ 2 MPa
$$\rightarrow$$
 Non Vérifié

Sur pile

$$2.97 \text{ MPa} ≥ 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Les dispositifs anti-glissement sont déjà prévus vis-à-vis des efforts sismiques.

$$\begin{split} H \leq f \times N \quad \text{avec} \quad \left[\begin{array}{l} f = 0.10 + \frac{0.60}{\sigma_m} \ [\ \sigma_m \ en \ MPa] \\ N = F_{vertical \ mm}^{permanent} \\ H = G \times (a \times b) \times \frac{u}{T} \left[\begin{array}{l} u \ la \ d\'eformation \ sous \ tluage \ et \ retrait \\ T \ l'\'epaisseur \ totale \ de \ caoutchouc \\ \end{array} \right] \end{split}$$

Sur culée

$$\begin{split} \text{N} &= 130.18 \text{ KN} \qquad , \qquad u = 0.008m \\ \text{H} &= 900 \times (0.250 \times 0.300) \times \frac{0.008}{5 \times 0.010} = 10.8 \text{KN} \\ \sigma_m &= \frac{130.18}{0.250 \times 0.300} = 1735.07 \text{KPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{1.735} = 0.45 \\ 10.8 &\leq 0.45 \times 130.18 = 58.581 \text{ KN} \qquad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \text{N} &= 267.56 \text{ KN} \qquad , \qquad u = 0.008 \text{ m} \\ \text{H} &= 900 \times (0.300 \times 0.300) \times \frac{0.008}{5 \times 0.010} = 12.96 \text{KN} \\ \sigma_{\text{m}} &= \frac{267.56}{0.300 \times 0.300} = 2972.88 \text{ KPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{2.97} = 0.30 \\ 12.96 &< 80.27 \text{ KN} \end{split}$$

4.13. Etude de pile

4.13.1. Détermination des sollicitations

4.13.1.1. Efforts provenant du tablier

Efforts sismiques au niveau de la liaison entre le tablier et la tête pile

 $F_L = 1.332MN$ (Composante longitudinale du séisme)

 $F_T = 0$ (Composante transversale du séisme)

 $F_V = 1.239 \text{ MN}$ (Composante verticale du séisme)

4.13.1.2. Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui

Pour le calcul des actions inertielles propres du fût, on utilise le mode de pile (une pile est constituée de 3 fûts)

a) Composante longitudinale

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho SL^4}{EI}}$$

Avec:

$$\rho = 2500 \text{kg/m}^3$$

$$S = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 1.1304 \text{m}^2$$

$$L = 6.48 \text{ m}$$

$$E = 32 \times 10^9 \text{ Pa}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{m}^4$$

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 1.1304 \times 6.48^4}{32 \times 10^9 \times 0.1017}} = 0.0698 \text{ s}$$

Avec le spectre utilisé, on trouve, pour T = 0,0698 s, un facteur d'amplification :

$$R(T) = 2.25$$

 $a = a_N \times R(T) = 3 \times 2.25 = 6.75 \text{ m/s}^2$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût. La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$p = a \times \mu$$
 où $\mu = \rho \times S = Masse linéique du fût.$

Donc:

$$p = 6.48 \times 2500 \times 1.1304 = 18312.48 \text{ N/ml} = 0.01831 \text{ MN/ml}$$

Par suite, en pied de pile on a :

$$V_{pl} = p \times L = 0.01831 \times 6.48 = 0.1186 \text{ MN}$$

$$M_{pL} = p \times \frac{L^2}{2} = 0.01831 \times \frac{6.48^2}{2} = 0.384 \text{ MN. m}$$

b) Composante transversale

La période du mode transversal est :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 1.1304 \times 6.48^4}{32 \times 10^9 \times 0.1017}} = 0.0698 \text{ s}$$

Et les efforts transversaux :

$$V_{PT} = p \times L = 0.01831 \times 6.48 = 0.1186 MN$$

$$M_{PT} = p \times \frac{L^2}{2} = 0.01831 \times \frac{6.48^2}{2} = 0.384 \text{ MN}$$

c) Composante verticale

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre.

$$N_{PV} = m_p \times a = (1.1304 \times 2500 \times 6.48) \times (6.75 \times 0.7) = 86526.468 \text{ N} = 0.086526 \text{ MN}$$

Où m_p est la masse totale de la pile et 2 c'est l'accélération au plateau.

4.13.1.3. Cumul des actions

a) Composante longitudinale

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$V_{PL} = \sqrt{V_{pL}^2 + V_{TL}^2} \quad \text{, avec} \qquad V_{TL} = F_L/3$$

$$M_{PL} = \sqrt{M_{pL}^2 + M_{TL}^2} \quad \text{, avec} \qquad M_{TL} = F_L \times 6.48/3$$

Ainsi, les sollicitations totales en pied de fût sont :

$$E_L$$
: $V_{PL} = 0.460MN$
 $M_{PL} = 2.903 MN$

b) Composante transversale

$$E_T$$
: $V_{PT} = 0.1186 \text{ MN}$
 $M_{PT} = 0.384 \text{ MN}$

Les efforts transversaux totaux se réduisent ici aux seules forces d'inertie dues à la vibration propre de la pile car on a un tablier bloqué sur culée. On pourrait aussi considérer, suivant le type de technologie utilisée pour bloquer transversalement le tablier, qu'il existe un certain débattement latéral du tablier. Alors, l'effort latéral serait obtenu par produit de la rigidité des appareils d'appui par le déplacement latéral (= valeur du jeu). Nous considérons ici qu'il n'y a pas de jeu sur les culées.

c) Composante verticale

$$E_V = N_{PV} = \sqrt{N_{PV}^2 + N_{TV}^2}$$
, avec $N_{TV} = F_V/3$

Donc, l'effort total vertical est :

$$E_V = N_{PV} = 0.421 \text{ MN}$$

4.13.1.4. Combinaisons des directions

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut donc se limiter à 3 combinaisons de directions :

$$E_1 = E_L + 0.3 (E_T + E_V)$$

$$E_2 = E_T + 0.3 (E_L + E_V)$$

$$E_3 = E_V + 0.3 (E_L + E_T)$$

Avec:

 E_L les effets de la composante longitudinale du séisme, E_T les effets de la composante transversale et E_V les effets de la composante verticale (définis précédemment).

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
Effort horizontaux longitudinaux, $V_{\rm L}$	0.460	0.000	0.000	0.460	0.138	0.138
Efforts horizontaux transversaux, \mathbf{V}_{T}	0.000	0.1186	0.000	0.0356	0.1186	0.0356
Moment longitudinal. M _L	2.903	0.000	0.000	2.903	0.871	0.871
Moment transversal, M _T	0.000	0.384	0.000	0.1152	0.384	0.1152
Effort normal, N	0.000	0.000	0.421	0.1263	0.1263	0.421

Tableau.7.4: combinaisons des détractions

4.13.1.5. Combinaisons d'actions en pied de fût

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus.

On a 6 combinaisons:

$$\begin{array}{lll} 1: & E_1 + R_{max} + PP_P \\ 2: & E_2 + R_{max} + PP_P \\ 3: & E_3 + R_{max} + PP_P \\ 4: -E_1 + R_{min} + PP_P \\ 5: -E_2 + R_{min} + PP_P \\ 6: -E_3 + R_{min} + PP_P \end{array}$$

Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Où:

$$PP_P = 1.1304 \times 6.48 \times 0.025 = 0.1831 \text{ MN}$$

Pour chaque fût, les réactions verticales sous charges permanentes sont :

$$R_{max} = \frac{1.536}{3} = 0.512 \text{ MN}$$

$$R_{min} = \frac{1.536}{3} = 0.512 \text{ MN}$$

	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux,V _L	0.460	0.138	0.138	0.460	0.138	0.138
Efforts horizontaux transversaux, V_{T}	0.0356	0.1186	0.0356	0.0356	0.1186	0.0356
Moment longitudinal. M _L	2.903	0.871	0.871	2.903	0.871	0.871
Moment transversal, M _T	0.1152	0.384	0.1152	0.1152	0.384	0.1152
Effort normal, N	0.8214	0.8241	1.1161	0.5688	0.5688	0.2741

Tableau.8.4 : combinaisons d'action en pied de fût

4.14. Comparaison entre RPOA et PS92

	RPOA	PS92
période propre de l'ouvrage	0.76 s	0.66 s
Effort longitudinal	1462.72 KN	3777.95 KN
Déplacement de tablier	0.019 m	0.067 m

Tableau.9.4: Comparaison entre les deux règlements

- Commentaire

Nous avons trouvé que les règlements utilisé influence sur les résultats obtenus après le calcul des efforts exercé sur les ouvrages puisque chaque règlement utilise des règles différentes à celles de l'autre.

Chapitre 5

Etude d'un pont a poutres multiples en béton précontrainte de cinq travées

CHAPITRE 5 : ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE DE CINQ TRAVEES

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, en va traiter l'un exemple d'un pont courant soit a poutres multiples en béton précontraint constitué de 5 travées pour montrer toujours le déroulement du calcul sismique selon règlement en vigueur.

5.2. Présentation de l'ouvrage

5.2.1. Situation de l'ouvrage

L'ouvrage choisi est situé sur le tracé routier d'un pont franchissant Oued djendejn sur la RN 43 dans la Wilaya de JIJEL.

Le pont est à poutres en béton précontraint à cinq travées de 33.4 m chacune.

5.2.2. caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions

- Longueur total: 167m
- Largeur totale du pont : L = 10.4 m;

Données fonctionnelles

- Longueur des poutres précontraintes : 33.4 ;
- Hauteur des poutres : 1.10 m ;
- Le nombre des poutres dans chaque travée : 7 poutres ;
- Le divers : en toit P=2%
- Largeur de la chaussée : L_c = 8 m ;
- Largeur des trottoirs : L_{trot} = 1.2 m ;

Les piles sont constituées de 3 futs de section circulaire ayant un diamètre de 1,2 m dont les hauteurs sont les suivants :

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
Hauteur de la pile (m)	6.40	7.20	7.20	6.40
Hauteur du fut (m)	5.20	6	6	5.20

Tableau.1.5: hauteur des piles et des fûtes

Les caractéristiques mécaniques des matériaux de la superstructure du pont sont fixées comme suit :

- Béton : la résistance à la compression à 28 jours :

```
f_{c28} = \begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} & \text{pour le béton de la superstructure.} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} & \text{pour le béton d'appuis de la fondation.} \end{cases}
```

- Module d'élasticité du béton : $E_{bc} = 11000 \sqrt[3]{f_{ci}}$.
- Armature longitudinales en acier Fe400.
- Appareils d'appuis : caoutchouc : module de cisaillement G= 1,2 MPa.

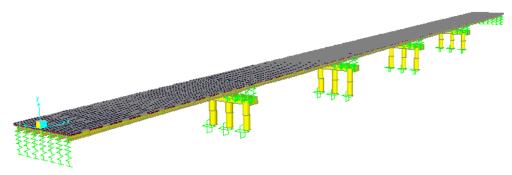


Fig.1.5 : vue 3D de l'ouvrage

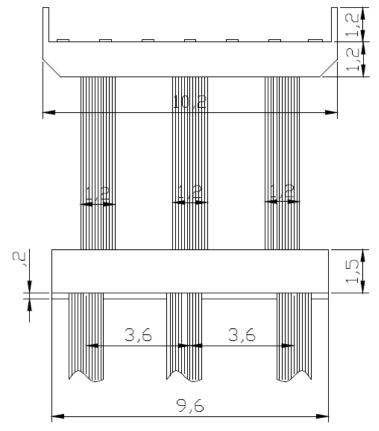


Fig.2.5: pile du pont

Le poids du tablier est constitué par celui de la dalle et des poutres soit :

$$CP = P_{Dalle} + P_{poutre} = 6.38 + 9.94 = 16,32 t/ml$$

Poids propre d'une travée :

$$G = (CP + CCP) \times 33.4 = (16.32 + 3.073) \times 33.4 = 647.73 t$$

CCP : charge permanente.

CCP : charge complémentaire permanent.

5.2.2.1. Données de site

Zone sismique	Groupe d'usage	Catégorie de site
lia (jijel)	2(pont routier)	S ₃

5.2.2.2. Coefficient d'accélération de Zone

5.3. sollicitations sismique longitudinale

Le pont est régulier, nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale.

La détermination de la sollicitation qui subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

5.3.1. Vérification des conditions nécessaires

La masse modale (la masse mise en mouvement) doit être supérieur à 70%.

Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isole de toutes les piles par des appareils en élastomère frette ou glissants) si :

$$M_P \le 0.43 \times MT$$
.

M_P: la masse de l'ensemble des piles hors fondations.

 M_T : la masse totale du tablier.

Pour notre cas : $\begin{cases} MT = 3238,65 \ t \\ MP = 410.28 \ t \end{cases}$

$$0.43 \times MT = 1392,62 t > MP$$
......OK

L'ouvrage étudié un pont droit et non biaisOK

En résumé, toutes les conditions sont vérifier on peut utiliser la méthode monomodale.

5.3.2. Evaluation de la masse

Selon l' RPOA, On prend en considération la masse totale du tablier augmenté de la moitié supérieure des piles au tablier.

Poids total propre du tablier : $M_1 = 647,73 \times 5 = 3238.65 t$

Poids des piles est :

$$(A_{\text{chev}} \times h_{\text{chev}} + \frac{1}{2}(A_{\text{fut}} \times h_{\text{fut}})) \times 2,5 \text{ et } A_{\text{fut}} = n(\frac{\pi D^4}{4})$$

n : nombre de fut.

Pile (n)	1	2	3	4
Poids (T)	77.12	80.51	80.51	77.12

Tableau.2.5 : poids de la moitié supérieur de chaque pile

Le poids total serait :

$$M_{tot} = 3238,65 + 2 \times (77.12) + 2 \times (80.51) = 3553,92 t$$

5.3.3. Évaluation de la Raideur

La raideur comprend celle de la pile ainsi que celle des appareils d'appuis.

5.3.3.1. Pour un fût encastrée en pied

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{m}4$$

Sur culée :

$$K_{cul\acute{e}e} = \infty$$

Sur pile :

$$E = 32000 \, MPa$$

Tableau.3.5: Raideur des appuis sur pile

5.3.3.2. Raider des appareils d'appui

$$K_{\text{appareil (cul\'ee)}} = 7 \times \frac{1200 \times 0.4 \times 0.3}{5 \times 0.013} = 15,51 \text{ MN/m}$$
 $K_{\text{appareil (pile)}} = 14 \times \frac{1200 \times 0.4 \times 0.3}{5 \times 0.013} = 31,02 \text{ MN/m}$

5.3.3. Raideur totale par appui

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

■ Sur culée :

$$K_{T.cul\acute{e}} = \frac{1}{\frac{1}{15.51} + \frac{1}{\infty}} = 15.51 \text{ MN/m}$$

■ Sur pile:

$$K_{T.pile(1,4)} = \frac{1}{\frac{1}{31.02} + \frac{1}{208.31}} = 26.99 \text{ MN/m}$$

$$K_{T.pile(2,3)} = \frac{1}{\frac{1}{31.02} + \frac{1}{135.6}} = 25.24 \text{ MN/m}$$

Appui N	1;4	2;3	C ₁	C ₂
Raideur app (MN /m)	31.02	31.02	15.51	15.51
Total	26.99	25.24	15.51	15.51

Tableau.4.5 Raideur totale par appui

5.3.3.4. Raideur du système

$$K = 2 \times K_{T.cul\acute{e}} + 2 \times K_{T.pile(1,4)} + 2 \times K_{T.pile(2,3)}$$

 $K = 2 \times 15.51 + 2 \times 26.99 + 2 \times 25.24 = 135.48 \text{ MN/m}$

5.3.3.5. Evaluation de la période propre de l'ouvrage

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{3553.92 \times 10^3}{135.48 \times 10^6}} = 1.02s$$

5.4. Spectre réponse élastique

5.4.1. Composante horizontale

- e coefficient d'accélération de la zone : A = 0.20

- Le taux d'amortissement : ξ=5^½

- La période de l'ouvrage : T=1.02 s

Coefficient de site S=1.3.

- Les périodes caractéristiques associées au site : T_1 =0.20 s, T_2 =0.50 s (tableau 4.2).

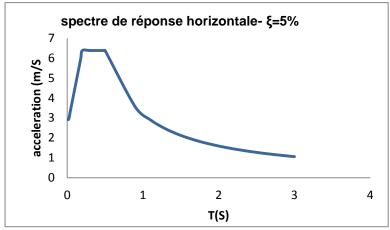


Fig.3.5 : spectre de réponse-composant horizontal- $\xi=5\%$

Spectre de réponse (RPOA) :
$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Sae } (m/s^2) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times \left(\frac{T_2}{T}\right) \end{cases}$$

$$\text{Sae } (T)(m/s^2) = 2.5 \times 1 \times 0.20 \times 9.81 \times 1.3 \times \left(\frac{0.5}{1.02}\right)$$

$$\text{Sae } (T)(m/s^2) = 3.13 \text{ m/s}^2$$

5.4.2. Composante verticale

 α = 0.7 pour la zone sismique IIa.

Les périodes caractéristiques associées au site : T₁=0.20 s, T₂=0.50 s (tableau 5.2).

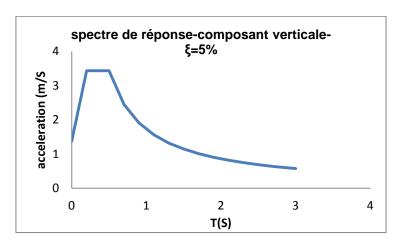


Fig.4.5 : spectre de réponse-composant horizontal- $\xi=5\%$

Spectre de réponse (RPOA) :

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.} \\ \text{Sae } \left(\frac{m}{s^2}\right) = 2.5 \times \alpha \times A \times \text{ g} \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right). \end{cases}$$

Sae^v (T) (m/s²) =
$$2.5 \times 0.7 \times 0.20 \times 9.81 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{1.02}\right) = 1.68 \text{ m/s}^2$$

5.4.3. Spectre de dimensionnement

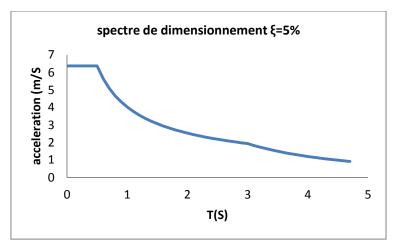


Fig.5.5 : spectre de dimensionnement- $\xi = 5\%$

Les périodes caractéristiques associées au site : T₂=0.50 s

$$\begin{split} \text{Spectre de réponse (RPOA):} & \begin{cases} & T_2 \leq \ T \ \leq \ 3.0 \ \text{s.} \\ & \text{Sad}(\text{m/s}^2) \ = \ 2.5 \times \eta \times \text{A} \times \ \text{g} \times \text{S} \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}. \end{cases} \\ & \text{Sad}\left(\text{m/s}^2\right) = \ 2.5 \times 1 \times 0.20 \times \ 9.81 \times 1.3 \times \left(\frac{0.5}{1.02}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.08 \ \text{m/s}^2 \end{split}$$

5.5. Effort longitudinal

5.5.1. Effort total

La composante longitudinale de la force sismique est :

$$F_{long}^{i} = M.Sa(T)$$

Sa (T) est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

Sa (T) = Sa (T) pour un calcul élastique (q=1)

$$F_{long}^{i} = 3553920 \times 3.13 = 11.123 MN$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_{long}^{i} = \frac{K_{i}}{K} F_{long}$$

Sur pile

$$F_{\text{pile}(1,4)} = \frac{26.99}{135,48} \times 11.123 = 2.216MN$$

$$F_{\text{pile}(2,3)} = \frac{25.24}{135,48} \times 11.123 = 2.072 \text{ MN}$$

Sur culée

$$F_{\text{cul\'ee}} = \frac{15.24}{135.48} \times 11.123 = 1.251 \text{ MN}$$

Le tableau ci-dessous présente les efforts sismiques obtenus selon les deux méthodes :

La méthode RPOA (méthode monomodale) et la méthode conventionnelle.

La méthode conventionnelle calcule les efforts sismiques forfaitairement par une approximation en multipliant la charge permanente par un coefficient généralement pris égal a :

- 0.1 pour la charge horizontale.
- ±0.07 pour la charge verticale.
- $F_{long}^{i} = 0.1 \times poids propre (Tablier)$
- $F_{\text{long pile}}^{i} = 0.1 \times 647.73 = 0.647 \text{ MN}$
- $F_{long cul\acute{e}e}^{i}$ =0.1 × poids propre cul\acute{e} (mur en retour +mur en garde grave + mur frontal +Dalle de transition)
- $F_{long cul\acute{e}e}^{l} = 0.1 \times 538.61 = 0.538M$

	K _i (MN/m)	F i (RPOA°) (MN)	F i long (conventionnelle) (MN)
Pile (1; 4)	26.99	2.216	0.647
Pile (2; 3)	25.24	2.072	0.647
Culée (1 ; 2)	15.24	1.25	0.538

Tableau.5.5 : efforts sismiques obtenus selon les méthodes RPOA et conventionnelle

- Conclusion

On remarque que les efforts sismiques évalués par la méthode monomodale sont plus grands que ceux par la méthode conventionnelle. Donc, on peut dire que les efforts sismiques estimés réellement sont plutôt sécuritaires par rapport à ceux de la méthode conventionnelle.

5.5.2. Déplacement de tablier

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sa(T) = \left(\frac{1.02}{2\pi}\right)^2 \times 3.13 = 0.083 \text{ m}$$

5.5.3. Déplacement de la tête de pile par apport au sol

$$d_{long} = \frac{F_{long}}{K_{appui}}$$

	d _{long} (RPOA°) (m)	d _{long} (conventionnelle) (m)
Pile (1; 4)	0.011	0.016
Pile (2; 3)	0.015	0.023
Culée (1; 2)	0	0

Tableau.6.5 : Déplacement de la tête de pile par apport au sol

5.6. Sollicitations sismiques transversales (Méthode 1)

Détermination des sollicitations sismiques transversales :

On va vérifier la condition $\frac{L}{B} \le 5$ pour déterminer le tablier si rigide ou flexible.

Pour notre cas:

On a
$$\frac{L}{B} = \frac{167}{10.4} = 16.05 > 5$$
, on utilise le modèle à tablier flexible.

5.6.1. Modélisation de l'ouvrage

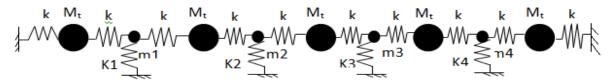


Fig.6.5: model mathématique de l'ouvrage

5.6.2. Détermination des masses de la structure

On prend en considération la masse totale du tablier augmenté de la moitie supérieure des piles liée au tablier.

$$M_t = 647.73 t$$

 $m_1 = m_4 = 724.85 t$
 $m_2 = m_3 = 728.24 t$

5.6.3. Evaluation de la raideur

5.6.3.1. Détermination des raideurs des piles

$$K_1 = K_4 = 26.99 MN/m$$

 $K_2 = K_3 = 25.24 MN/m$

5.6.3.2. Détermination de la raideur du tablier

Les poutres sont en inertie variable :

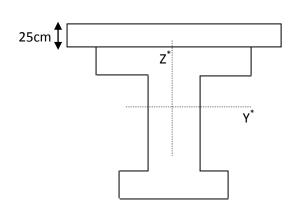
$$V' = S_{/\Delta} / B = 82.89 cm.$$

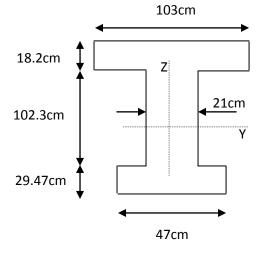
 $V = h - V = 67.11 cm$

Le moment d'inertie de la section d'about : $I_{Z(poutre)} = I_0 + S \times Z_2 = 0.593 \text{ m}4$

$$\begin{split} I_{Y(poutre)} &= 0.1991 \text{ m4} \\ Z_{g(poutre)} &= 67.11 \text{cm} \\ Z_{g(dalle)} &= 12.5 \text{ cm} \\ Z_{g(poutre+dalle)} &= 58.72 \text{cm} \end{split}$$

La surface de la poutre $S = 6463 \text{ cm}^2$





$$I_Z = 7 \times 0.593 + 2 \times 6463 \times 10^{-4} (4.5^2 + 3^2 + 1.5^2) + \frac{0.25 \times 10.4^3}{12} = 68.30 \text{ m}^4$$

$$I_{Y} = \frac{10.4 \times 0.25^{3}}{12} + (10.4 \times 0.25) \times (0.46)^{2} + 7 \times (0.1991 + 6463 \times 10^{-4} \times (0.0839)^{2})$$

$$= 1.989 \text{ m}^{4}$$

Donc la raideur du tablier est:

$$K_{tab} = \frac{3 \times 35982 \times 68.30}{33.4^3} = 197.87 \text{ MN/m}$$

5.6.3.3. matrice de flexibilité

En premier nous va déterminer la matrice des raideurs.

$$\begin{cases} M_1\ddot{x}_1 + kx_1 - k(x_2 - x_1) = 0 \\ M_2\ddot{x}_2 + k_1x_2 + k(x_2 - x_1) - k(x_3 - x_2) = 0 \\ M_1\ddot{x}_3 + k(x_3 - x_2) - k(x_4 - x_3) = 0 \\ M_3\ddot{X}_4 + k(x_4 - x_3) + k_2x_4 - k(x_5 - x_4) = 0 \\ M_1\ddot{x}_5 + k(x_5 - x_4) - k(x_6 - x_5) = 0 \\ M_4\ddot{X}_6 + k(x_6 - x_5) + k_3x_6 - k(x_7 - x_6) = 0 \\ M_1\ddot{x}_7 + k(x_7 - x_6) - k(x_8 - x_7) = 0 \\ M_5\ddot{X}_8 + k(x_8 - x_7) + k_4x_8 - k(x_9 - x_8) = 0 \\ M_1\ddot{x}_9 + k(x_9 - x_8) - k(x_{10} - x_9) = 0 \end{cases}$$

[k]=

								`
395.74	-197.87	0	0	0	0	0	0	0
-197.87	422.73	-197.87	0	0	0	0	0	0
0	-197.87	395.74	-197.87	0	0	0	0	0
0	0	-197.87	420.98	-197.87	0	0	0	0
0	0	0	-197.87	395.74	-197.87	0	0	0
0	0	0	0	-197.87	420.98	-197.87	0	0
0	0	0	0	0	-197.87	395.74	-197.87	0
0	0	0	0	0	0	-197.87	422.73	-197.87
0	0	0	0	0	0	0	-197.87	395.74
_								,

$$F = [k]^{-1} =$$

 0,00402566
 0,00299749
 0,00237819
 0,00175889
 0,00136395
 0,00096902
 0,00069768
 0,00042635
 0,00021318

 0,00299749
 0,00599498
 0,00475638
 0,00351778
 0,00272791
 0,00138303
 0,00139537
 0,0008527
 0,00042635

 0,00237819
 0,00475638
 0,00778336
 0,00575651
 0,00446396
 0,0031714
 0,00228338
 0,00139537
 0,00069768

 0,00136395
 0,00272791
 0,00446396
 0,00620001
 0,00440477
 0,00446396
 0,00272791
 0,00136395

 0,00096902
 0,00193803
 0,0031714
 0,00440477
 0,00620001
 0,00799524
 0,00575651
 0,00351778
 0,00175889

 0,00069768
 0,00193803
 0,0031714
 0,00440477
 0,00620001
 0,00799524
 0,00575651
 0,00351778
 0,00175889

 0,00042635
 0,00039537
 0,00139537
 0,00139537
 0,00193803
 0,00272791
 0,00351778
 0,0029749
 0,0029749

 0,00021318
 0,00042635
 0,00069768
 0,00096902
 0,00136395
 0,00175889

5.6.3.5. Période fondamentale

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times {U_i}^2}{\sum F_i \times U_i}} = 1.069 \text{ s}$$

$$\{U\} = [k]^{-1}. \begin{cases} mt \\ m1 \\ mt \\ m2 \\ mt \\ m3 \\ mt \\ m4 \\ mt \end{cases}, g = \begin{cases} 0.09262415 \\ 0.16584826 \\ 0.21940134 \\ 0.24084126 \\ 0.25689784 \\ 0.24084126 \\ 0.21940134 \\ 0.16584826 \\ 0.09898071 \end{cases}$$
 (m)

$$F_i = m_i \times g = 8324.2396$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{241.3677}{8324.2396}} = 1.069 \text{ s}$$

5.6.4. Amortissement structural

Sae
$$(T, \xi)$$
 $(m/s^2) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T2/T)$ car $T_2 < T < 3s$
Sae (T, ξ) $(m/s^2) = 2.5 \times 1 \times 0.20 \times 9.81 \times 1.3 \times (0.50 \div 1.069) = 2.98 \text{ m/s}^2$

5.6.5. Effort transversal

$$F_{transversale}^{i} = \frac{4 \times \pi^{2}}{T^{2}} \times \frac{Sae(T)}{g} \times U_{i} \times m_{i}$$

Les résultats sont sur le tableau ci-après :

Forc	e sismiqu	e transve	rsale
	Xi(m)	Mi(t)	Fi(MN)
mt	0,0926	647,73	0,672
M1	0,165	724,85	1,260
Mt	0,219	647,73	1,489
M2	0,240	728,24	1,838
Mt	0,256	647,73	1,744
M3	0,240	728,24	1,838
Mt	0,219	647,73	1,489
M4	0,165	724,85	1,260
Mt	0,098	647,73	0,672

Tableau.7.5: Force sismique transversale

Resultante sismique horizontal:

$$F_{hor} = \sqrt{F_{long}^2 + F_{trans}^2}$$

Résultan	te sismique	horizontal	/pile (MN)
N ⁰ PILE	$F_{IX}(MN)$	$F_{IY}(MN)$	$F_{horiz}(MN)$
1	2.216	1,260	2.549
2	2.072	1,838	2.769
3	2.072	1,838	2.769
4	2.216	1,260	2.549

Tableau.8.5: Résultante sismique horizontal/pile

5.7. sollicitations sismiques verticales

5.7.1. Modélisation de l'ouvrage

On devise la masse de tablier en trois masses pour chaque travée, comme le schéma le montre :

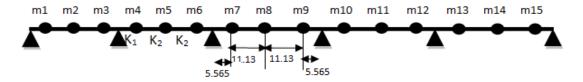


Fig.7.5 : Modélisation de l'ouvrage au séisme vertical

5.7.2. Evaluation de la masse

$$m_i = 215.91 t$$

5.7.3. Evaluation de la raideur

$$K_1 = \frac{3 \times 35982 \times 1.989}{5.565^3} = 1245.79/m$$
 $K_2 = \frac{3 \times 35982 \times 1.989}{11.13^3} = 155.724 \text{ MN/m}$

5.7.4. matrice de flexibilité

[K]	=
-----	---

$\int k_1 + k_2$	-k ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0)
-k ₂	$2k_2$	-k ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-k ₂	K_2+k_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	K_2+k_1	-k ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-k ₂	$2k_2$	-k ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-k ₂	K_2+k_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	K_2+k_1	-k ₂	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-k ₂	$2k_2$	-k ₂	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-k ₂	K_2+k_1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	K_2+k_1	$-k_2$	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-k ₂	$2k_2$	-k ₂	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-k ₂	K_2+k_1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	K_2+k_1	-k ₂	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-k ₂	$2k_2$	-k ₂
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-k ₂	K_2+k_1
_														•

[K] =

1401.51	-155.72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0)
-155.72	311,45	-155.72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-155.72	1401.51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1401.51	-155.72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-155.72	311,45	-155.72	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-155.72	1401.51	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1401.51	-155.72	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-155.72	311,45	-155.72	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-155.72	1401.51	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1401.51	-155.72	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-155.72	311,45	-155.72	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-155.72	1401.51	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1401.51	-155.72	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-155.72	311,45	-155.72
\ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-155.72	1401.51

[K]] ⁻¹ =															
1															-	\
	0,000758	0,00040	0 ,000045	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0,000401	0,00361	0,00040	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0,000044	0,00040	0,00076	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0,00076	0,00040	0,000045	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0,00040	0,00361	0,00040	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0,000045	0,00040	0,00076	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0,00076	0,00040	0,000045	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0,00040	0,00361	0,00040	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0,000045	0,00040	0,00076	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00076	0,00040	0,000045	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00040	0,00361	0,00040	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,000045	0,00040	0,00076	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00076	0,00040	0,000045	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00040	0,00361	0,00040	
`	<u> </u>	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	0.000045	0.00040	0.00076	/

5.7.5. Période fondamentale

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times v_i^2}{\sum F_i \times v_i}}$$

$$\{V\} = [k]^{-1}. \begin{cases} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \\ m_4 \\ m_5 \\ m_6 \\ m_7 \\ m_8 \\ m_9 \\ m_{10} \\ m_{11} \\ m_{12} \\ m_{13} \\ m_{14} \\ m_{15} \end{cases} \cdot g = \begin{cases} 0,002550 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,002500 \\ 0,00$$

5.7.6. Amortissement structural

$$\begin{split} \text{sae}^{\text{v}}(\text{T},\xi)(\text{m/s}^2) &= \ \alpha \times \text{A} \times \text{g} \times \left(1 + \frac{\text{T}}{\text{T}_1}(2,5\eta - 1)\right) \quad 0 < \text{T} < \text{T}_1 \\ \text{sae}^{\text{v}}(\text{T},\xi)(\text{m/s}^2) &= \ 0.7 \times 0.20 \times 9.81 \times \left(1 + \frac{0.167}{0.20}(2,5 \times 1 - 1)\right) = 3.05 \ \text{m/s}^2 \end{split}$$

5.7.7. Effort vertical

$$\begin{split} F_{vertical}^i &= \frac{4 \times \pi^2}{T^2} \times \frac{Sae^v(T)}{g} \times v_i \times m_i \\ F_1^v &= F_3^v = F_4^v = F_6^v = F_7^v = F_9^v = F_{10}^v = F_{12}^v = F_{13}^v = F_{15}^v = 0.811 \text{MN} \\ F_2^v &= F_5^v = F_8^v = F_{11}^v = F_{14}^v = 0.862 \text{MN} \end{split}$$

5.8. Sollicitations sismiques transversales (Méthode 2)

5.8.1. Modélisation de l'ouvrage

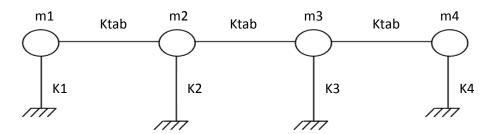


Fig.8.5 : Modélisation de l'ouvrage au séisme transversal

5.8.2. masses de la structure

$$M_t = 647.73 t$$

$$m_1 = m_4 = 724.85 t$$

 $m_2 = m_3 = 728.24 t$

5.8.3. Evaluation de la raideur

5.8.3.1. raideurs des piles

$$K_1 = K_4 = 26.99 \text{MN/m}$$

 $K_2 = K_3 = 25.24 \text{ MN/m}$

5.8.3.2. raideur du tablier

$$K_{tab} = 197.87 \, MN/m$$

5.8.3.3. Période fondamentale

Le mode fondamentale se calcule à partir de la méthode de Rayleigh. En premier nous allons déterminer la matrice des raideurs ensuite a partir de cette dernière on calcul la matrice de flexibilité pour le calcule de vecteur déplacement $\{X\}$.

$$\begin{split} [X] &= [F]. \begin{cases} m1\\ m2\\ m3\\ m4 \end{cases}, g = \begin{cases} 0.0476\\ 0.0900\\ 0.0900\\ 0.0476 \end{cases} \\ \omega^2 &= g \times \frac{\sum m_i. x_i}{\sum m_i. x_i^2} = 9.81 \times \left(\frac{207.92}{15.94}\right) = 127.96 \text{ rd/s} \\ T &= \frac{2\pi}{\omega} = 0.55 \text{ s} \end{split}$$

5.8.4. Amortissement structural

$$\begin{split} sae^v(T,\xi)_{(m/s^2)} = & \ 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times \left(\frac{T_2}{T}\right) \quad car \ T_1 < T < 3d \\ sae^v(T,\xi)_{(m/s^2)} = & \ 2.5 \times 1 \times 0.20 \times 9.81 \times 1.3 \times \left(\frac{0.5}{0.55}\right) = 5.79 \ m/s^2 \end{split}$$

5.8.5. Effort transversal

$$F_{transversale}^{i} = \frac{4 \times \pi^{2}}{T^{2}} \times \frac{Sae(T)}{g} \times X_{i} \times m_{i}$$

Les résultats sont sur le tableau ci-après :

Force	sismique	transvers	sale/pile		
Piles	Xi(m)	Mi(t)	Fi(MN)		
1	0.0476	724.85	2.655		
2	0.0900	728.24	5.043		
3	0.0900	728.24	5.043		
4	0.0476	724.85	2.655		

Tableau.9.5: Force sismique transversale/pile

Résultante sismique horizontal

La résultante horizontale $F_{hor} = \sqrt{{F_{long}}^2 + {F_{trans}}^2}$:

Résultante sismiq	Résultante sismique horizontal/pile (MN)											
N ⁰ PILE	F _{IX}	F _{IY}	F _{horiz}									
1	2.216	2.655	3.458									
2	2.072	5.043	5.452									
3	2.072	5.043	5.452									
4	2.216	2.655	3.458									

Tableau.10.5: Résultante sismique horizontal/pile

5.9. Calcul des sollicitations sismiques verticales

5.9.1. Modélisation de l'ouvrage

On devise la masse de tablier une masses pour chaque travée, comme le schéma le montre

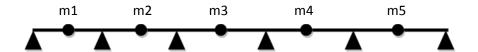


Fig.9.5 : Modélisation de l'ouvrage au séisme vertical

5.9.2. Evaluation de la masse

 $M_i = 323.87 t$

5.9.3. Evaluation de la raideur du tablier

$$I_y = 1.989 \text{m}^4$$

$$K_{tab} = \frac{3EI}{H^3} = \frac{3 \times 35982 \times 1.989}{11.13^3} = 155.72 \text{ MN/m}$$

5.9.4. Evaluation de la matrice de flexibilité

$$[K]^{-1} =$$

									,
(0,004281188	0,00214059	0	0	0	0	0	0	0	0
0,00214059	0,00428119	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0,00428119	0,00214059	0	0	0	0	0	0
0	0	0,00214059	0,00428119	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0,00428119	0,00214059	0	0	0	0
0	0	0	0	0,00214059	0,00428119	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0,00428119	0,00214059	0	0
0	0	0	0	0	0	0,00214059	0,00428119	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00428119	0,00214059
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00214059	0,00428119
									J

5.9.5. Période fondamentale

$$\{V\} = [k]^{-1}. \begin{cases} m1\\ m2\\ m2\\ m3\\ m4\\ m5\\ m6\\ m7\\ m8\\ m9\\ m10 \end{cases}, g = \begin{cases} 0,0204\\ 0,020$$

On calcul la pulsation par la méthode de Rayleigh

$$\omega^{2} = g \times \frac{\sum m_{i}. x_{i}}{\sum m_{i}. x_{i}^{2}} = 9.81 \times \left(\frac{66.08}{1.35}\right) = 480.82 \text{ rd/s}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.29 \text{ s}$$

5.9.6. Amortissement structural

sae^v
$$(T, \xi)_{(m/s^2)} = 2.5 \times \alpha \times \eta \times A \times g$$
 car $T_1 < T < T_2$
sae^v $(T, \xi)_{(m/s^2)} = 2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.20 \times 9.81 = 3.43 \text{ m/s}^2$

5.9.7. Effort vertical

$$\begin{split} F_i &= \frac{4 \times \pi^2}{T^2} \times \frac{Sae^v(T)}{g} \times v_i \times m_i \\ F_1^v &= F_2^v = F_3^v = F_4^v = F_5^v = F_6^v = F_7^v = F_8^v = F_9^v = F_{10}^v = 0.301 \text{MN} \end{split}$$

5.10. Analyse de la structure

5.10.1. Modélisation de la structure

Pour avoir un bon modèle automatique, qui reflète le pot dans son ensemble, et qui sera dans les mêmes conditions arrêtées pour le calcule analytique développé ci-dessus, quelque hypothèse sont arrêtées au niveau de calcul automatique.

La modélisation se fait comme celle dans le chapitre 4.

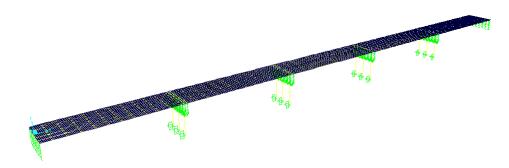


Fig.10.5: condition aux limites

5.10.1.1. Modélisation de la précontrainte

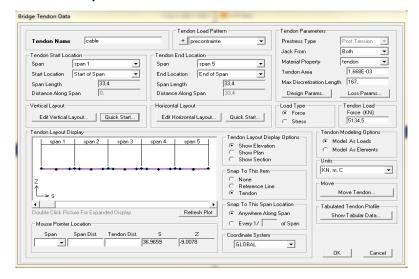


Fig.11.5 : caractéristique des tendons



Fig.12.5: géométrie des tendons

5.10.1.2. Combinaisons utilisées

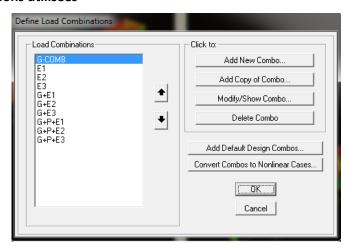


Fig.13.5: combinaisons de charge

5.11. Résultats

5.11.1. Périodes et participation massique des modes

	OutputCase Text	ItemType Text	ltem Text	Static Percent	Dynamic Percent
•	MODAL	Acceleration	UX	93,351	64,7776
	MODAL	Acceleration	UY	79,5953	69,0853
Ť	MODAL	Acceleration	UZ	98,8873	56,7935

Fig.14.5: taux de participation de la charge modale

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
 	MODAL	Mode	1		000000007751	1,067E-18	0,00005041	000000007751	1,067E-18	0,00005041	3,622E-18	0,00003876	4,033E-16	3,622E-18	0,00003876	4,033E-16
	MODAL	Mode	2	0,641846	0,00002009	4,261E-19	000000002066	0,00002009	1,493E-18	0,00005041	5,525E-19	0,00032	1,994E-17	4,175E-18	0,00035	4,233E-16
	MODAL	Mode	3	0,615384	0000000008157	9,048E-19	0,00101	0,0000201	2,398E-18	0,00106	6,841E-18	0,00078	2,217E-16	1,102E-17	0,00113	6,45E-16
	MODAL	Mode	4	0,560209	0,1918	4,325E-18),000000002192	0,19182	6,723E-18	0,00106	2,908E-18	0,12182	5,579E-16	1,392E-17	0,12296	1,203E-15
	MODAL	Mode	5	0,420862	2,412E-15	0,00001092	7,517E-16	0,19182	0,00001092	0,00106	0,00031	1,485E-15	0,0000063	0,00031	0,12296	0,0000063
	MODAL	Mode	6	0,388805	3,651E-17	0,0000004901	1,662E-17	0,19182	0,00001141	0,00106),00000000988	5,917E-19	0,0001	0,00031	0,12296	0,00011
	MODAL	Mode	7	0,36212),00000001238	3,537E-17	0,56687	0,19182	0,00001141	0,56793	1,002E-16	0,43329	1,664E-17	0,00031	0,55625	0,00011
	MODAL	Mode	8	0,356935	1,976E-15	0,00083	1,109E-16	0,19182	0,00084	0,56793	0,01184	1,411E-18	0,00063	0,01215	0,55625	0,00074
	MODAL	Mode	9	0,332385	4,901E-16	0,000001025	2,223E-16	0,19182	0,00084	0,56793	0,0000001995	4,81E-17	0,00157	0,01215	0,55625	0,00231
	MODAL	Mode	10	0,318241	4,747E-16	0,01113	3,372E-16	0,19182	0,01197	0,56793	0,42635	6,028E-17	0,00853	0,4385	0,55625	0,01084
	MODAL	Mode	11	0,247164	0,45596	7,479E-19),000000000821	0,64778	0,01197	0,56793	2,135E-16	0,01325	5,428E-17	0,4385	0,5695	0,01084
	MODAL	Mode	12	0,216886	2,196E-15	0,67889	2,07E-14	0,64778	0,69085	0,56793	0,00389	5,917E-15	0,52584	0,44239	0,5695	0,53668

Fig.15.5: rapport de masse modale participante

		OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass	ModalStiff
		Text	Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m
Ш	•	MODAL	Mode	1	0,656651	-0,000391	0,00000004593	-0,315701	-0,0000002923	26,435241	0,000085	1	91,5567
Ш		MODAL	Mode	2	0,641846	0,199299	0,00000002902	0,002021	-0,0000001142	-75,406453	0,000019	1	95,8292
Ш		MODAL	Mode	3	0,615384	-0,004016	0,00000004229	-1,414555	-0,0000004017	118,646817	0,000063	1	104,2478
Ш		MODAL	Mode	4	0,560209	19,472773),00000009247	0,006583	0,0000002619	-1482,06286	-0,0001	1	125,79406
Ш		MODAL	Mode	5	0,420862	0,000002184	-0,146926	-0,000001219	-2,720579	0,000164	-10,661295	1	222,88448
Ш		MODAL	Mode	6	0,388805	0,0000002687	0,031129	-0,0000001813	-0,015267	0,000003266	-42,901743	1	261,15333
П		MODAL	Mode	7	0,36212	-0,004948	0,0000002645	33,477212	0,000001537	-2795,0613	-0,000017	1	301,06036
П		MODAL	Mode	8	0,356935	-0,000001977	1,279209	0,0000004681	16,710376	-0,000005044	106,445021	1	309,87065
П		MODAL	Mode	9	0,332385	-0,0000009843	0,045023	0,000000663	0,0686	-0,000029	168,394191	1	357,33566
П		MODAL	Mode	10	0,318241	0,0000009687	-4,690434	-0,0000008164	-100,292698	0,000033	-392,32752	1	389,80475
		MODAL	Mode	11	0,247164	-30,024077),00000003845	-0,004029	0,000002244	-488,848044	-0,000031	1	646,23243
		MODAL	Mode	12	0,216886	-0,000002084	-36,635741	0,000006397	-9,574382	-0,000327	-3080,14999	1	839,25676

Fig.16.5: facteur de participation modale

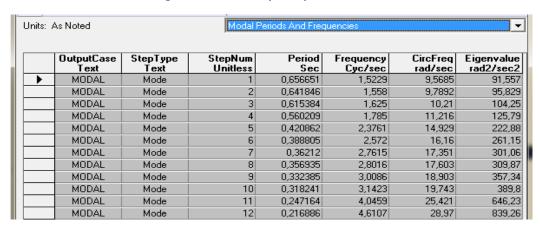


Fig.17.5 : périodes et fréquences modales

5.11.2. Modes propres de vibration

Quelques formes propres de vibration traduisant la déformation de la structure sont présentées ciaprès

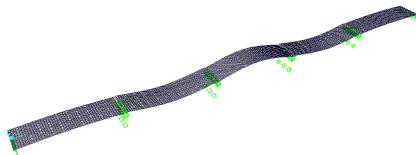


Fig.18.5 : forme propre de vibration mode 1

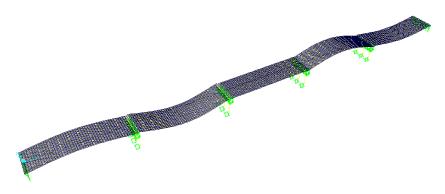


Fig.19.5 : forme propre de vibration mode 2

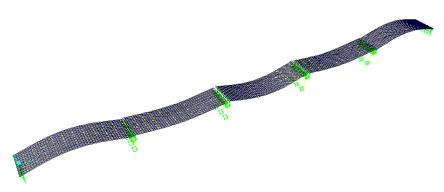


Fig.20.5 : forme propre de vibration mode 3

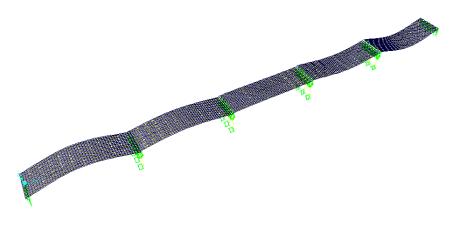


Fig.21.5 : forme propre de vibration mode 4

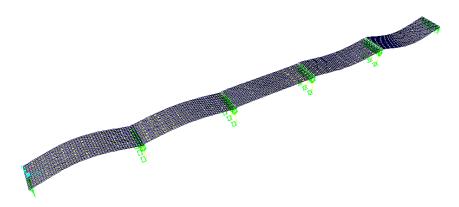


Fig.22.4 : forme propre de vibration mode 5

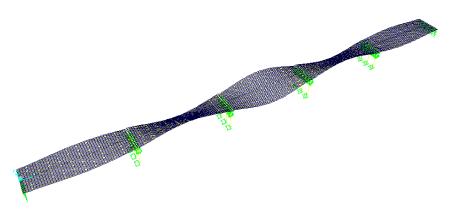


Fig.23.5 : forme propre de vibration mode 6

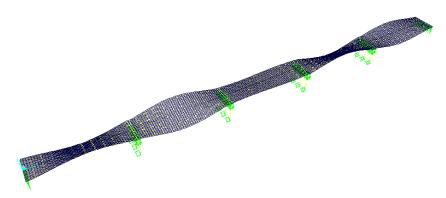


Fig.24.5 : forme propre de vibration mode 7

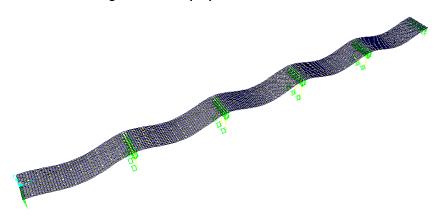


Fig.25.5 : forme propre de vibration mode 8

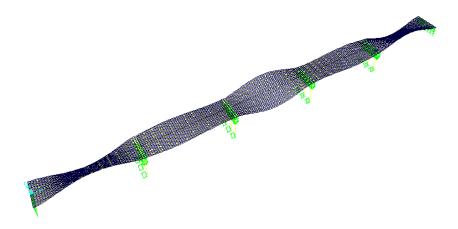


Fig.26.5: forme propre de vibration mode 9

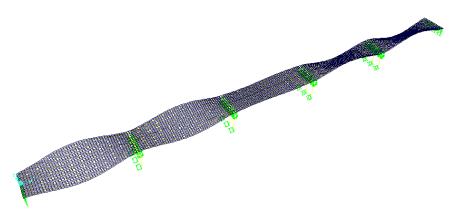


Fig.27.5 : forme propre de vibration mode 10

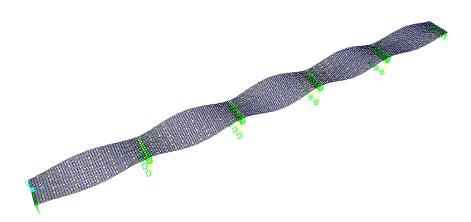


Fig.28.5 : forme propre de vibration mode 11

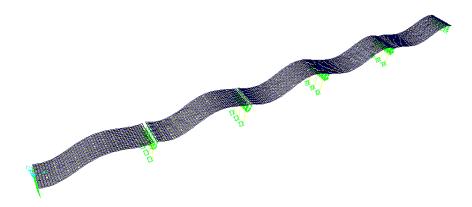


Fig.29.5 : forme propre de vibration mode 12

5.11.3. Diagramme des moments sous combinaisons de charges

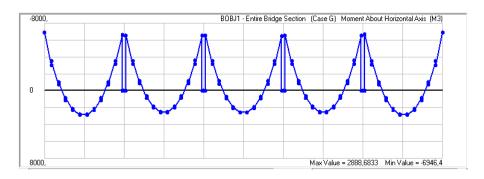


Fig.30.5: diagramme du moment sous poids propre

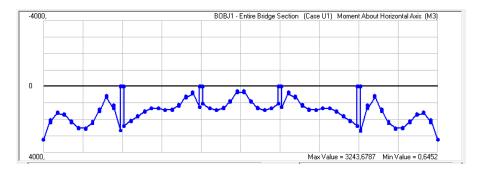


Fig.31.5: diagramme du moment sous séisme longitudinal

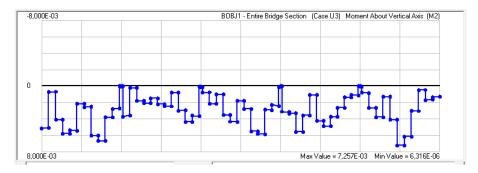


Fig.32.5 : diagramme du moment sous séisme verticale

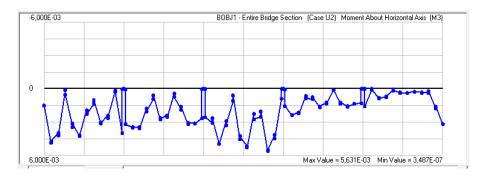


Fig.33.5 : diagramme du moment sous séisme transversale

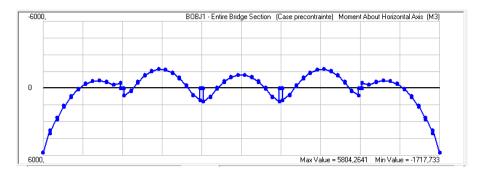


Fig.34.5 : digramme du moment sous la précontrainte

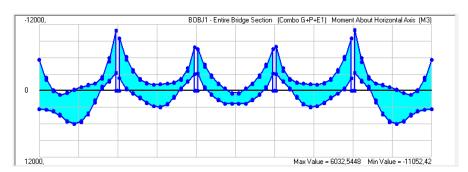


Fig.35.5 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E1

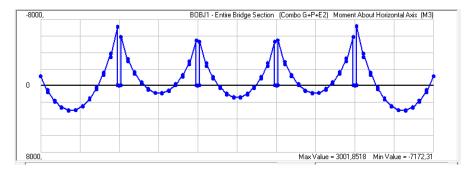


Fig.36.5: courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E2

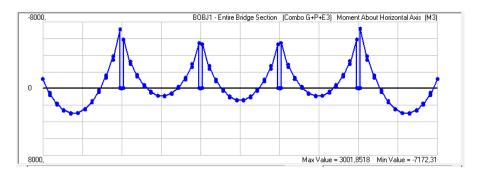


Fig.37.5: courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E3

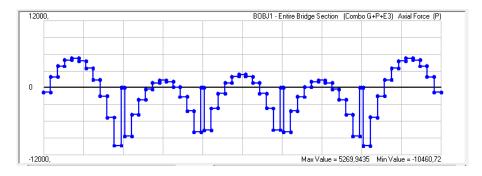


Fig.38.5: Diagramme des forces sous la combinaison G+P+E3

En résumé, la combinaison à prendre en compte lors de la vérification de la structure est G+P+E3.

D'où:

 $M_{max} = 3001.85 \text{ KN. m}$

 $N_{max} = 5269.9435 \text{ KN}$

5.12. Comparaison des résultats

5.12.1. Sens longitudinal

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	1.02	0.657

Tableau.11.5: période fondamentale dans le sens longitudinal

5.12.2. Sens transversal

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	1.069	0.642

Tableau.12.5 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens transversal

5.12.3. Sens vertical

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	0.167	0.216

Tableau.13.5 : période fondamentale dans le sens verticale

- Commentaire

Les modèles mathématiques utilisés pour l'application de la méthode monomodale présentée dans RPOA ont permis d'avoir pratiquement des grandeurs acceptable des périodes dans les trois directions.

5.13. Dimension en plan de l'appareil

Il faut respecter:

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Conditions

a /
$$10 \le T \le a / 5 \Rightarrow 250 \le a \le 500$$
.

On peut prendre : a =300mm. Donc : b = 400mm.

5.13.1. Répartition des efforts horizontaux

5.13.1.1. Efforts de freinage:

Les charges de chaussées, des systèmes A (I) et Bc sont susceptibles de développer la réaction due au freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chassée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

a) Système B_C

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30$ t. Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30 \times 1.2}{2 \times 7} = 2.57 t$$

b) Système A(l)

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

$$\begin{split} H_{A(1)} &= \frac{A}{20 + 0,0035.S} \\ F_A &= PA / (20 + 0,0035.S) \\ S &= 4 \times 2 \times 33.4 = 267.2 \text{ m}^2 \\ F_A &= 112.9 \text{ t} \\ H_A &= 12.9 / 7 = 1.84 \text{t} \end{split}$$

5.13.1.2. Effort due au vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p=250~{\rm Kg/m^2}$) sur toute la surface du pont.

$$S = 33.4(1.5 + 0.25 + 0.08) = 59.29 \text{cm}^2$$

 $p = 59.29 \times 0.25 = 14.823 \text{ t}$
 $H_{\text{vent}} = 15.228/2 \times 7 = 1.05 \text{ t}$

5.13.1.3. Effort dû au séisme

L'intensité du séisme (RPPOA) :

$$f_V = 108.8t.$$

5.13.1.4. Effort due à la déformation (déplacements)

$$\Delta_{\text{max}} = 1.5 \text{ cm}$$
 avec: $\epsilon = \Delta_{\text{max}}$

On a:

le module d'élasticité transversale : G = 8 Kg/cm²

La hauteur nette de l'élastomère : T = 5 cm

Effort de longue durée :

$$\epsilon = \frac{\text{H. T}}{\text{G. a. b}} \implies \text{H} = \frac{\text{G. a. b. }\epsilon}{\text{T}}$$

$$\text{H} = \frac{8 \times (30 \times 40 \times 1.5)}{5} = 3.6t$$

5.13.2. Vérification des contraintes

5.13.2.1. Limitation des contraintes de cisaillement

a) Sollicitation sous charge verticale

 σ_m : contrainte de compression sous N_{max} .

$$\begin{aligned} N_{max} &= 61.21 \text{ t} \\ \sigma_m &= N_{max}/a \times b \le 150 \text{ Kg/cm}^2. \\ \tau_N &= 1.5 \times \sigma_m/\beta \le 3G. \end{aligned}$$

 τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\begin{split} \beta &= a \times b \, / \, 2 \, t \, (a \, + \, b) \, = \, 30 \, \times \, 40 \, / \, 2 \, \times \, 1.2 \, \times \, (30 \, + \, 40) \, = \, 7.14. \\ \sigma_{\,m} &= 61.21 \times 103 / 30 \times 40 = 40.80 \text{Kg/cm}^2 \leq 150 & \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

D'où:

$$\tau_N = 1.5 \times 40.80/7.81 = 7.836 \text{Kg/cm}^2 \le T = 24 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

b) Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\tau_{\rm H} = \tau_{\rm H1} + 0.5\tau_{\rm H2} < 0.7G \implies {\rm Si~l'action~H~due~au~freinage.}$$
 $\tau_{\rm H} = \tau_{\rm H1} + 0.5\tau_{\rm H2} < 1.3G \implies {\rm Si~l'action~H~due~au~s\'eisme.}$

 τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$au_{H1} = \frac{G.U}{T} = \frac{8 \times 2.07}{5} = 3.312 \text{ Mpa}$$

 τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\begin{split} \tau_{H2} &= \left(\frac{H}{a.b}\right) = \left(\frac{1840}{30\times40}\right) = 1.53 \text{Kg/cm}^2 \\ \tau_{H} &= 3.312 + 0.5 \times 1.53 = 4.07 \text{Kg/cm}^2 < 0.7 \times 8 = 5.60 \ \text{Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

5.13.3. Faut vérifier les deux conditions suivantes

a) Condition de non glissement

$$\begin{cases} & \sigma_{c \; min} = \frac{N_{min}}{a.b} \geq 2 Mpa \\ & H \leq f. \, N_{min} \; \; avec: \; f \; coefficient \; de \; frottement. \end{cases}$$

Pour les appareils bon, la face au contacte avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a.b} = \frac{45.01 \times 10^3}{30 \times 40} = 37.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = 0.1 + \frac{6}{\sigma_{c \min}} = 0.25$$

Pour les efforts minimaux (N_{min}) on à comme force horizontale :

Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$\begin{split} H_{(R,F,T)} &= \frac{\text{G. U}}{T} \, (a.\,b) = \frac{8 \times 30 \times 40 \times 2.07}{5} = 3.974 \, t \\ \begin{cases} \sigma_{c\,min} = 37.50 \, \text{Kg/cm}^2 \geq 20 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \\ H_{(R,F,T)} = 3.974 \, t \leq \text{f. N}_{min} = 0.25 \times 45.01 = 11.25t \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{cases} \end{split}$$

Force horizontale due au séisme :

$$H_s = 14.42 t < 11.25 t \rightarrow Non vérifié$$

- Conclusion

Toutes les contraintes normales et tangentielles n'est pas reprises par les appareils d'appuis choisis donc en vas changer les démentions de l'apparais d'appui.

5.14. Redimensionnement en plan de l'appareil

On peut prendre : a =400mm.

Conditions: $a / 10 \le T \le a / 5 \Rightarrow 200 \le a \le 400$

Donc: b = 500mm

 (400×500)

5.14.1. Effort due à la déformation (déplacements)

$$H = \frac{8 \times (40 \times 50 \times 1.5)}{5} = 4.8t$$

5.14.2. Vérification des contraintes

5.14.2.1. Limitation des contraintes de cisaillement

a) Sollicitation sous charge verticale

$$\beta = a \times b / 2 t (a + b) = 40 \times 50 / 2 \times 1.2 \times (40 + 50) = 11.11.$$

$$\sigma_m = 61.21 \times 103 / 40 \times 50 = 31.15 \text{Kg/cm}^2 \le 150 \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

D'où:

$$\tau_N = 1.5 \times 31.15/11.11 = 4.206 \text{Kg/cm}^2 \le T = 24 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

b) Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\begin{split} \tau_{H1} &= \frac{\text{G. U}}{T} = \frac{8 \times 2.07}{5} = 3.312 \text{ Mpa} \\ \tau_{H2} &= \left(\frac{\text{H}}{\text{a. b}}\right) = \left(\frac{1840}{40 \times 50}\right) = 1.53 \text{Kg/cm}^2 \\ \tau_{H} &= 3.312 + 0.5 \times 1.53 = 4.07 \text{Kg/cm}^2 < 0.7 \times 8 = 5.60 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

5.14.3. Faut vérifier les deux conditions suivantes

a) Condition de non glissement

Pour les appareils bon, la face au contacte avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \text{ min}} = \frac{N_{\text{min}}}{a.b} = \frac{45.01 \times 10^3}{40 \times 50} = 22.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = 0.12 + \frac{0.60}{\sigma_{c \min}} = 0.15$$

Pour les efforts minimaux (N_{min}) on à comme force horizontale : Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) .

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G.U}{T}$$
 (a. b) $= \frac{8 \times 40 \times 50 \times 2.07}{5} = 06.624t$

$$\begin{cases} \sigma_{c\;min} = 22.50\;\text{Kg/cm}^2 \geq 20\text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \\ H_{(R,F,T)} = 6.624\;t \leq f.\,N_{min} = 0.15 \times 45.01 = 6.75t\,\rightarrow\,\text{V\'erifi\'e} \end{cases}$$

b) Force horizontale due au séisme

$$\mathrm{H_s} = 202/2 \times 7 = 14.42\,\mathrm{t} < 6.75\,t \qquad o \mathrm{V\'erifi\'e}$$

5.15. actions sismiques (Selon PS92)

5.15.1. Accélération nominal:

L'ouvrage est de classe C et se situe en Zone II.

L'accélération nominale est définie en fonction de la Zone et de la classe de l'ouvrage donc selon le Tableau (1.3) $a_N=3.0~{\rm m/s^2}$

5.15.2. Site

D'après le rapport géologique du projet, l'ouvrage se situe sur un site S3.

5.16. Dimensionnement des appareils d'appui

5.16.1. Pré dimensionnement des appareils d'appuis

5.16.1.1. Pré dimensionnement vis-à-vis des charges service

Nous prendrons le dimensionnement suivant :

- Sur culée : $(0.300 \times 0.400) \text{ m}^2$
- Sur Pile : $(0.400 \times 0.400) \text{ m}^2$

5.16.1.2. Pré dimensionnement vis-à-vis des actions sismique

1 - Le coté d'un appareil carré donné par :

$$a = \left[0.000273 \times a_n \times b \times \sqrt{\frac{M}{n}}\right]^{\frac{2}{3}} = \left[0.000273 \times 3 \times 1 \times \sqrt{\frac{3238650}{14}}\right]^{\frac{2}{3}} = 0.53$$

n : nombre appareils, n=14⇒ nombre d'appui sur culée = 7 et nombre d'appui sur pile = 14

M : masse total de tablier =3238.65 t, a_n =accélération nominale =3m/s²

$$\xi = \frac{n_c \times \sqrt{s_c}}{n_p \times \sqrt{s_p}} = \frac{7 \times \sqrt{0.300 \times 0.400}}{7 \times \sqrt{0.400 \times 0.400}} = 0.86$$

En utilisant la formule suivante, on obtient la dimension en plan des appareils d'appui sur pile

$$a_n = a \times \sqrt[3]{\left(\frac{n}{n_p}\right)} \times \left(\frac{1}{1+\xi}\right) = 0.53 \times \sqrt[3]{\left(\frac{7}{14}\right)} \times \left(\frac{1}{1+0.86}\right) = 0.35$$

Ou:

n: le nombre total d'appareils d'appui

En multiple cette valeur par « z », on obtient la dimension des appareils sur culée :

$$a_c = 0.35 \times 0.86 = 0.30$$

5.16.1.3. Le choix des appareils d'appuis

Les valeurs trouvées sont :

Sur culée : (0.30 x 0.53m²
 Sur Pile : (0.35 x0.53) m²

Dans notre cas, le calcul sismique est prépondérant, à partir de ces valeurs nous choisissions les appareils normalisés :

Sur culée: 300x500x5(10+3)Sur Pile: 400x500x5(12+3)

5.16.2. Détermination des sollicitations sismiques Longitudinales

5.16.2.1. Définition des masses de la structure

La masse à prendre en compte est la masse du tablier : M= 3238.65 t

5.16.2.2. Définition de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appui (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

a) Raideur des appuis

$$K_{P} = n \frac{3EI}{h^{3}}$$

$$I = \frac{\pi D^{4}}{64} = 0.1017 \text{ m}^{4}$$

Sur culée

$$K_{\text{cul\'ee}} = \infty$$

Sur pile

$$K_{pile(1,4)} = 3 \times \frac{3 \times 32000 \times 0.1017}{(5,20)^3} = 208.31 \text{ MN}$$

$$K_{\text{pile}(2,3)} = 3 \times \frac{3 \times 32000 \times 0.1017}{(6)^3} = 135.6 \text{ MN}$$

Pile (n)	1	2	3	4
raideur (MN)	208.31	135.6	135.6	208.31

Tableau.14.5: Raideur des appuis

b) Raider des appareils d'appui par appui

$$K_{appareil (cul\acute{e}e)} = 7 \times \frac{1200 \times 0.3 \times 0.5}{5 \times 0.013} = 19.38 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{appareil (pile)}} = 14 \times \frac{1200 \times 0.4 \times 0.5}{5 \times 0.013} = 51.69 \text{ MN/m}$$

c) Raideur totale par appui

Sur culée

$$K_{\text{T.cul\'ee}} = \frac{1}{\frac{1}{19.38} + \frac{1}{\infty}} = 19.38 \text{ MN/m}$$

Sur pile

$$K_{T.pile(1,4)} = \frac{1}{\frac{1}{51.69} + \frac{1}{208.31}} = 41.41 \text{ MN/m}$$

$$K_{T.pile(2,3)} = \frac{1}{\frac{1}{51.69} + \frac{1}{135.6}} = 37.42MN/m$$

Appui N	1;4	2;3	C ₁	C ₂
Raideur app (MN /m)	51.69	51.69	19.38	19.38
Total	41.41	37.42	19.38	19.38

Tableau.15.5: Raideur totale par appui

d) Raideur du système

$$K = 2 \times K_{T.cul\acute{e}} + 2 \times K_{T.pile(1,4)} + 2 \times K_{T.pile(2,3)}$$

 $K = 2 \times 19.38 + 2 \times 41.41 + 2 \times 37.42 = 196.42 \text{ MN/m}$

5.16.2.3. Evaluation de la période propre de l'ouvrage

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{3238,65 \times 10^3}{196.42 \times 10^6}} = 0.806 \text{ s}$$

5.16.2.4. l'amortissement structurel

Par simplification, dans le cas des ponts courants, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans le cas d'un ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement égal à 5%, ce qui revient à utiliser le spectre sans correction.

5.16.2.5. forces statiques équivalentes

a) Réponse sismique

Notre site est S₃, donc le spectre dont l'équation est:

$$R(T) = \frac{1.8}{T} = \frac{1.8}{0.806} = 2.23$$

b) Effort longitudinal

Effort total :

$$F_{long} = M \times R(T) \times a_N = 3238650 \times 2.23 \times 3 = 21.698 MN$$

Effort par élément porteur, la distribution se fait au prorata des raideurs:

$$F_{long}^{i} = \frac{K_{i}}{K} F_{long}$$

$$\begin{split} F_{\text{pile(1,4)}} &= \frac{41.41}{196.42} \times 21.698 = 4.574 \text{ MN} \\ F_{\text{pile(2,3)}} &= \frac{37.42}{196.42} \times 21.698 = 4.134 \text{ MN} \end{split}$$

■ Sur culée :

$$F_{\text{cul\'ee}} = \frac{19.38}{196.42} \times 21.698 = 2.141 \text{ MN}$$

c) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$\begin{split} &d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times R(T) \times a_N \\ &d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{0.806^2}{4 \times \pi^2} \times 2.23 \times 3 = 0.110 \text{ m} \end{split}$$

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$\begin{split} d_{longitudinal}^{pile(2,3)} &= \frac{4.574}{208.31} = 0.022 \text{ m} \\ d_{longitudinal}^{pile(2,3)} &= \frac{4.134}{135,6} = 0.030 \text{ m} \\ d_{longitudinal}^{cul\acute{e}e} &= \frac{2.141}{\infty} = 0 \end{split}$$

5.16.3. sollicitations sismiques transversales

Le tablier est " infiniment rigide " suivant cette direction et est bloqué transversalement sur chacune des culées. L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées. Pour cela, on applique à la masse du tablier (3238,65 t) une accélération égale au plateau du spectre (2 m/s²), puis on répartit celle-ci de manière égale sur les culées.

5.16.3.1. Effort transversal

$$F^{transversal} = M \times R(plateau) \times a_N$$

Sur culée :

$$F^{transversal} = \frac{3238650 \times 2 \times 3}{2} = 9.716 \text{ MN}$$

5.16.4. Détermination des sollicitations sismigues verticales

Pour déterminer les réactions d'appui verticales sous séisme, on utilise la méthode approchée donnée dans ce guide:

Pour un ouvrage de classe C, situé en zone II, dans un site S2, le paramètre a vaut 4.2.

Pour un ouvrage de 5 travées, avec un rapport de travées de 1, le paramètre b vaut 0.25 sur culées et 0,75 sur piles.

5.16.4.1. Effort vertical (ascendant ou descendant)

Sur culée

$$F_{\text{culée}}^{\text{vertical}} = 4.2 \times 0.25 \times 19393.11 \times 33.4 = 608116.36 \,\text{N}$$
 soit $\mp 608.113 \,\text{KN}$

$$F_{\text{nile}}^{\text{vertical}} = 4.2 \times 0.75 \times 19393.11 \times 33.4 = 2040349.103 \text{ N} \text{ soit } \mp 2040.349 \text{ KN}$$

5.16.5. Vérifications des appareils d'appui

5.16.5.1. Tableau récapitulatif

a) Déformations longitudinales

		Sur culée	Sur pile
	déplacement du tablier	0.110 m	0.110 m
sous séisme	déplacement de la tête de pile	0	0.030m
	distorsion (E)	0.110 m	0.080 m
	distorsion due aux variations de température (ΔT)	0.003 m	0.003 m
sous charges de service	distorsion due au retrait et au fluage (Diff)	0.017 m	0.017 m
	cumul ($\Delta T + Diff$)	0.020 m	0.020 m
sous combinaison sismique	cumul (E + 0,4 Δ T + Diff)	0.128 m	0.098 m

Tableau.16.5: Déformations longitudinales

b) Rotations

	Sur culée	Sur pile
Charge permanents	$4.20 \times 10^{-3} \text{ rad}$	$2.50 \times 10^{-3} \text{ rad}$
Charges A(I)	$0.72 \times 10^{-3} \text{ rad}$	$0.96 \times 10^{-3} \text{ rad}$

Tableau.17.5: Rotation

c) Efforts

			Sur culée	Sur pile
Sous séisme		vertical	0.68 MN	2.04 MN
		longitudinal	2.14 MN	4.57 MN
		transversal	9.72 MN	0
Sous Charges	charges permanentes	max	2.87 MN	5.73 MN
de service		Min	2.64 MN	5.27 MN
	charges A(I)	max	1.18 MN	2.36 MN
		Min	0.58 MN	1.18 MN

Tableau.18.5 : Efforts

5.16.5.2. Vérifications sous séisme

a) Résistance à la compression

Sur culée

$$\begin{split} S &= (0.300 - 0.128) \times 0.500 \, = \, 0.086 \ m^2 \\ \sigma_m &= \frac{(2.87 \, + 0.68)/7}{0.086} = 5.82 \text{MPa} \\ 5.82 \ \text{MPa} &\leq 15 \text{MPa} \qquad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

$$\begin{split} S &= (0.400\,-\,0.098)\times 0.500 \,=\, 0.151\,\text{m}^2\\ \sigma_m &= \frac{(5.37+2.04)/14}{0.151} =\, 3.48\,\text{MPa}\\ 3.48\,\text{MPa} &\leq 15\text{MPa} &\rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

b) Sécurité au flambement

Sur culée

$$\begin{split} S &= \frac{0.300 \times 0.500}{2 \times 0.010 \times (0.300 + 0.500)} = 9.38 \\ P_c &= 4 \times 1200 \times \frac{(0.300 \times 0.500)}{5} \times (9.38)^2 = 14189.20 \text{KN} \\ P_u &= (2870 + 680)/7 = 507.14 \text{ KN} \\ 3 \times 507.14 \leq 14189.20 \text{KN} \\ 1521.42 \leq 14189.20 \text{KN} \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} S &= \frac{0.400 \times 0.500}{2 \times 0.012 \times (0.400 + 0.500)} = 9.26 \\ P_c &= 4 \times 1200 \times \frac{(0.400 \times 0.500)}{5} \times (9.26)^2 = 16463.54 \text{KN} \\ P_u &= (5730 + 2040)/7 = 1110 \text{ KN} \\ 3 \times 1110 \leq 16463.54 \text{ KN} & \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

c) Limitation de la distorsion

Sur culée

$$\begin{aligned} p_u &= (2870 + 0.3 \times 680 \,)/7 = 439.14 \text{KN} \\ p_c &= 14189.20 \,\, \text{KN} \,\, \text{(voir "Sécurité au flambement")} \\ p &= \frac{439.14}{14189.20} = 0.031 \\ \delta_0 &= \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 0.300 \\ \overline{5 \times 0.010} \\ \max & 12.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 6.0 \\ \max & 10.2 \end{bmatrix} = 2 \\ \delta_{c=} 0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.031) = 1.84 \\ \delta &= \frac{0.128}{5 \times 0.010} = 2.56 > 1.84 \end{aligned}$$

$$\begin{split} p_u &= (5730 + 0.3 \times 2040 \,)/14 = 453 \, \text{KN} \\ p_c &= 16463.54 \, \text{KN} \, \, \text{(voir "Sécurité au flambement")} \\ p &= \frac{453}{16463.54} = 0.021 \\ \delta_0 &= \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 0.400 \\ \hline 5 \times 0.012 \\ \max & 2.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \min & 0.7 \\ 6.67 \\ \max & 0.2 \end{bmatrix} = 2 \\ \delta_c &= 0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.021) = 1.89 \end{split}$$

$$\delta = \frac{0.098}{5 \times 0.012} = 1.63 \le 1.89$$
 \to **Vérifi**é

Remarque

En l'absence de butées transversales, la distorsion à vérifier serait le cumul de la distorsion Longitudinale et transversale en appliquant un coefficient de 0,3 sur la plus faible des deux.

d) Condition de non-glissement

Sur culée

$$\begin{split} \text{H} &= 2140/7 = 305.71 \text{ KN} \\ \text{N} &= (2640 - 0.3 \times 680)/7 = 348 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{m}} &= \frac{0.348}{0.300 \times 0.500} = 2.32 \text{ MPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{3.32} = 0.28 \\ \text{H}_{\text{lim}} &= 0.28 \times 348 = 97.69 \text{ KN} \\ 348 &> 97.69 &\rightarrow \text{Non v\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \text{H} &= 4570/14 = 326.43 \text{ KN} \\ \text{N} &= (5270 \, -0.3 \times 2040)/14 = 332.71 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{m}} &= \frac{0.332}{0.400 \times 0.500} = 1.66 \text{ MPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{1.66} = 0.46 \\ \text{H}_{\text{lim}} &= 0.46 \times 332.71 \, = 153.53 \text{ KN} \\ 332.71 &> 153.53 \, \rightarrow \, \text{Non v\'erifi\'e} \end{split}$$

>>> Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti-glissement.

Remarque

Dans la pratique, il est très rare de pouvoir satisfaire cette condition. Le projeteur sera donc souvent dans l'obligation d'avoir recours à ce type de dispositifs.

5.16.5.3. Vérifications sous chargement de service

a) Calcul des contraintes normales

$$\sigma_{m} = \frac{N}{a \times b}$$

Sur culée

$$\begin{split} \sigma_{m\;min} &= \frac{2640/7}{0.300\times0.500} = 1885.71\;\text{KPa Soit } 1.9\;\text{MPa} \\ \sigma_{m\;max} &= \frac{(2870+1.2\times1180)/7}{0.300\times0.500} = 4081.90\;\text{KPa soit } 4.1\;\text{MPa} \end{split}$$

$$\sigma_{\text{m min}} = \frac{5270/7}{0.400 \times 0.500} = 3764.29 \text{ KPa Soit } 3.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{m max}} = \frac{(5730 + 1.2 \times 2360)/7}{0.400 \times 0.500} = 6115.71 \text{ KPa}$$
 soit 6.1 MPa

- b) Calcul des contraintes de cisaillement
- 1. Contrainte de cisaillement due à l'effort normal
- Sur culée

$$\beta = \frac{0.300 \times 0.500}{2 \times 0.010 \times (0.300 + 0.500)} = 9.375$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 4081.90}{9.375} = 653.104 \text{ KPa}$$

$$\beta = \frac{0.400 \times 0.500}{2 \times 0.012 \times (0.400 + 0.500)} = 9.259$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 6115.71}{9.259} = 990.77 \text{ KPa}$$

- 2. Contrainte de cisaillement due à la déformation tangentielle
- Sur culée

$$\tau_{\rm H1} = 800 \times \frac{0.020}{5 \times 0.010} = 320 \text{ KPa}$$

Sur pile

$$\tau_{\rm H1} = 800 \times \frac{0.020}{5 \times 0.012} = 266.67 \, \text{KPa}$$

- 3. Contrainte de cisaillement due à la rotation :
- Sur culée

$$\begin{split} \alpha &= 0.0042 + 1.2 \times 0.0072 = 0.0051 \, \text{rad} \\ \alpha_T &= 0.003 + 0.0051 = 0.0081 \, \text{rad} \\ \alpha_1 &= \frac{0.0081}{5} = 0.0016 \, \text{rad} \\ \tau_\alpha &= \frac{800}{2} \times \left(\frac{0.300}{0.010}\right)^2 \times 0.0016 = 576 \, \text{KPa} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \alpha &= 0.0025 + 1.2 \times 0.00096 = 0.0037 \text{ rad} \\ \alpha_T &= 0.003 + 0.0037 = 0.0072 \text{ rad} \\ \alpha_1 &= \frac{0.0072}{5} = 0.0014 \text{ rad} \\ \tau_\alpha &= \frac{800}{2} \times \left(\frac{0.400}{0.012}\right)^2 \times 0.0014 = 622.22 \text{ KPa} \end{split}$$

c) Limites admises pour les contraintes de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \le 5 \times G$$

Sur culée

$$\tau = 653.10 + 320 + 576 \le 5 \times 800$$

$$1549.1 \text{ KPa} \le 4000 \text{ KPa} \qquad \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

$$\begin{split} \tau &= 990.77 \, + 266.67 \, + 622.22 \, \leq 5 \times 800 \\ 1879.66 \text{KPa} &\leq 4000 \, \text{KPa} &\rightarrow \text{V\'erifi\'e} \\ \tau_{\text{H}\,\text{1}} &\leq \textbf{0}.\, \textbf{5} \times \textbf{G} \end{split}$$

Sur culée

$$\tau_{H1} = 320 \le 0.5 \times 800$$

$$320 \text{ KPa} \le 400 \text{ KPa} \longrightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Sur pile

$$\tau_{\rm H1} = 266.67 \, \leq 0.5 \times 800$$

$$266.67 \, \, \text{KPa} \leq 400 \, \, \text{KPa} \, \, \rightarrow \, \text{V\'erifi\'e}$$

d) Vérification de la contrainte de non-soulèvement sur les bords

$$\tau_{\alpha} \leq \tau_{N}$$

Sur culée

Sur pile

e) Vérification de la contrainte moyenne décompression

$$\sigma_{\text{m max}} \leq 15 \text{ MPa}$$

Sur culée

$$4.1 \le 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Sur pile

$$6.1 \le 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

f) Vérification des conditions de non-cheminement et non-glissement

$$\sigma_{\text{m min}} \ge 2 \text{ MPa}$$

Sur culée

$$1.9 \text{ MPa} ≥ 2 \text{ MPa}$$
 → Non Vérifié

Sur pile

$$3.8 \text{ MPa} \ge 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

>>>Les dispositifs anti-glissement sont déjà prévus vis-à-vis des efforts sismiques.

Sur culée

$$\begin{split} &N=2640 \text{ KN} \qquad , \qquad u=0.020 \text{ m} \\ &H=800\times(0.300\times0.500)\times\frac{0.020}{5\times0.010}=48 \text{ KN} \\ &\sigma_m=\frac{2640/7}{0.300\times0.500}=2514.29 \text{ KPa} \end{split}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.60}{2.514} = 0.34$$

$$48 \le 0.34 \times 2640 = 894.07 \text{ KN} \qquad \rightarrow \text{ V\'erifi\'e}$$

$$\begin{split} \text{N} &= 5270 \text{ KN} \qquad , \qquad u = 0.020 \text{ m} \\ \text{H} &= 800 \times (0.400 \times 0.500) \times \frac{0.020}{5 \times 0.010} = 64 \text{ KN} \\ \sigma_m &= \frac{5270/14}{0.400 \times 0.500} = 1882.14 \text{ KPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{1.882} = 0.42 \\ 64 &\leq 0.42 \times 5270 = 2213.4 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

5.17. Etude de pile

5.17.1. Détermination des sollicitations

5.17.1.1. Efforts provenant du tablier

Efforts sismiques au niveau de la liaison entre le tablier et la tête pile :

$$F_L = 3.484 \text{ MN}$$
 (Composante longitudinale du séisme)
 $F_T = 0$ (Composante transversale du séisme)

$$F_V = 2.04 \text{ MN}$$
 (Composante verticale du séisme)

5.17.1.2. Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui

Pour le calcul des actions inertielles propres du fût, on utilise le mode de pile (une pile est constituée de 3 fûts).

a) Composante longitudinale

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho SL^4}{EI}}$$

Avec:

$$\rho = 2500 \text{kg/m}^3$$

$$S = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 1.1304 \text{m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$E = 32 \times 10^9 \text{ Pa}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{m}^4$$

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 1.1304 \times 6^4}{32 \times 10^9 \times 0.1017}} = 0.0598 \text{ s}$$

Avec le spectre utilisé, on trouve, pour T = 0,0598 s, un facteur d'amplification :

$$R(T) = 2$$

 $a = a_N \times R(T) = 3 \times 2 = 6 \text{ m/s}^2$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût. La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$p = a \times \mu$$
 où $\mu = \rho \times S = Masse linéique du fût.$

Donc:

$$p = 6 \times 2500 \times 1.1304 = 16956 \text{N/ml} = 0.01696 \text{ MN/ml}$$

Par suite, en pied de pile on a :

$$V_{pl} = p \times L = 0.01696 \times 6 = 0.102 \text{ MN}$$

$$M_{pL} = p \times \frac{L^2}{2} = 0.01696 \times \frac{6^2}{2} = 0.305 \text{ MN. m}$$

b) Composante transversale

La période du mode transversal est :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 1.1304 \times 6^4}{32 \times 10^9 \times 0.1017}} = 0.0598 \text{ s}$$

Et les efforts transversaux :

$$V_{PT} = p \times L = 0.01696 \times 6 = 0.102 \text{ MN}$$

$$M_{PT} = p \times \frac{L^2}{2} = 0.01696 \times \frac{6^2}{2} = 0.305 \text{ MN}$$

c) Composante verticale

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre.

$$N_{PV} = m_D \times a = (1.1304 \times 2500 \times 6) \times (6 \times 0.7) = 71215.2N = 0.071215MN$$

 $m_{\rm p}$ est la masse totale de la pile et a c'est l'accélération au plateau.

5.17.1.3. Cumul des actions

a) Composante longitudinale

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$V_{PL} = \sqrt{V_{pL}^2 + V_{TL}^2} \quad \text{, avec} \qquad V_{TL} = F_L/3$$

$$M_{PL} = \sqrt{M_{pL}^2 + M_{TL}^2} \quad \text{, avec} \qquad M_{TL} = F_L \times 6/3$$

Ainsi, les sollicitations totales en pied de fût sont :

$$E_L$$
: $V_{PL} = 1.166MN$
 $M_{PL} = 8.97MN$

b) Composante transversale

E+:

$$V_{PT} = 0.102 \text{ MN}$$

 $M_{PT} = 0.305 \text{ MN}$

Les efforts transversaux totaux se réduisent ici aux seules forces d'inertie dues à la vibration propre de la pile car on a un tablier bloqué sur culée. On pourrait aussi considérer, suivant le type de technologie utilisée pour bloquer transversalement le tablier, qu'il existe un certain débattement latéral du tablier. Alors, l'effort latéral serait obtenu par produit de la rigidité des appareils d'appui par le déplacement latéral (= valeur du jeu). Nous considérons ici qu'il n'y a pas de jeu sur les culées.

c) Composante verticale

$$E_{V} = N_{PV} = \sqrt{N_{PV}^{2} + N_{TV}^{2}}$$
 , avec $N_{TV} = F_{V}/3$

Donc, l'effort total vertical est :

$$E_V = N_{PV} = 0.684MN$$

5.17.1.4. Combinaisons des directions

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut donc se limiter à 3 combinaisons de directions :

$$\begin{split} E_1 &= E_L + 0.3 \; (E_T + E_V) \\ E_2 &= E_T + 0.3 \; (E_L + E_V) \\ E_3 &= E_V + 0.3 \; (E_L + E_T) \end{split}$$

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	$\mathbf{E_3}$
Effort horizontaux longitudinaux, $V_{\rm L}$	1.166	0.000	0.000	1.166	0.3498	0.3498
Efforts horizontaux transversaux, V_{T}	0.000	0.102	0.000	0.0306	0.102	0.0306
Moment longitudinal. M _L	8.97	0.000	0.000	8.97	2.691	2.691
Moment transversal, M _T	0.000	0.305	0.000	0.0915	0.305	0.0915
Effort normal, N	0.000	0.000	0.684	0.2052	0.2052	0.684

Tableau.19.5 : combinaisons des détractions

5.17.1.5. Combinaisons d'actions en pied de fût

NB: Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Où:

$$PP_P = 1.1304 \times 6 \times 0.025 = 0.1696 MN$$

Pour chaque fût, les réactions verticales sous charges permanentes sont :

$$R_{\text{max}} = \frac{6.477}{3} = 2.159 \text{ MN}$$

$$R_{\min} = \frac{6.477}{3} = 2.159 \text{ MN}$$

	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux, V _L	1.166	0.3498	0.3498	1.166	0.3498	0.3498
Efforts horizontaux transversaux, V_T	0.0306	0.102	0.0306	0.0306	0.102	0.0306
Moment longitudinal, M _L	8.97	2.691	2.691	8.97	2.691	2.691
Moment transversal, M _T	0.0915	0.305	0.0915	0.0915	0.305	0.0915
Effort normal, N	2.5338	2.5338	3.0126	2.1234	2.1234	1.6446

Tableau.20.5 : combinaisons d'action en pied de fût

5.18. Comparaison (RPOA et PS92)

	RPOA	PS92
la période propre de l'ouvrage	1.02 s	0.806 s
Effort longitudinal	11.12 MN	21.70 MN
Effort transversal	5.04 MN	9.72 MN
Effort vertical	0.301 MN	2.04 MN
Déplacement de tablier	0.083 m	0.110 m

Tableau.21.5 : combinaisons d'action en pied de fût

- Commentaire

Les résultats obtenus dans les deux règlements sont différents l'un de l'autre car il existe une différence dans les coefficients de site et d'accélération utilisé et de méthodes de calcul. Aussi il ya an différence dans les démentions des appareils d'appui.

Chapitre 6

Etude d'un pont voussoir

CHAPITRE 6: ETUDE D'UN PONT VOUSSOIR

6.1. Introduction

Ce chapitre traitre d'un exemple de pont courant soit pour montrer le déroulement d'un calcul dynamique réglementaire, en considérant différents conception d'un pont afin de montré le comportement de la structure.

6.2. Présentation de l'ouvrage

6.2.1. Situation de l'ouvrage

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la deuxième rocade sud pour relier la région de SIDI MOUSSA à BERAKI, ce pont permettra de franchir la nouvelle rocade sud qui relie Zeralda à Boudouaou.

Sa longueur est d'environ 70 m et compris entre PK : 737.692 et PK : 807.692. Le tablier est constitué de deux travées de 35 m de longueur.

6.2.2. caractéristiques de l'ouvrage

- Largeur totale du pont : $L_t = 11 \text{ m}$

 $\begin{array}{lll} \text{-} & \text{Largeur roulable: } L_r = 8 \text{ m} \\ \text{-} & \text{Hauteur de la pile: } 7.4 \text{ m} \\ \text{-} & \text{Pile en voile: } E_p = 1.6 \text{ m} \end{array}$

- Largeur des trottoirs : $L_{trot} = 1.5 \text{ m}$

- Pente : 2.5%

- La section de voussoir : $S = 7.025 \text{ m}^2$

- La longueur de répartition des voussoirs : L = 3.8 m

- $fc28 = \begin{cases} 45 \text{ MPa pour le béton du caisson.} \\ 30 \text{ MPa pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$

- G= le poids de tablier = 1241 t.

Pour l'étude dynamique, les paramètres et caractéristiques sont comme suit :

- le pont est d'importance moyenne donc groupe 3 comme groupe d'usage.
- zone III » de moyenne sismicité soit un coefficient s'accélération de zone A= 0.25.
- D'après le rapport géologie du projet, l'ouvrage se situe sur un site de classe S2.

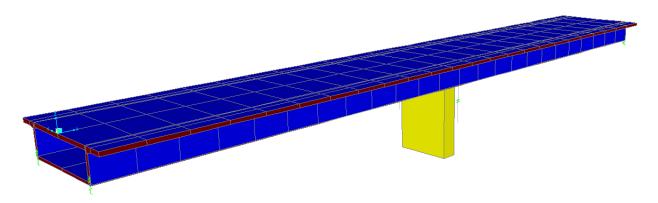


Fig.1.6 : vue en 3D de l'ouvrage

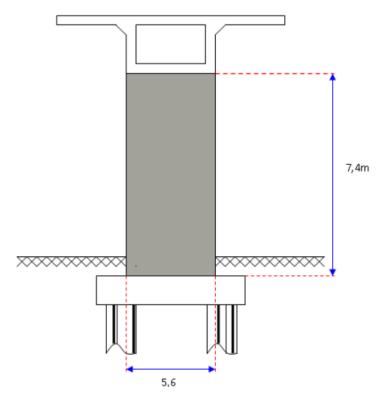


Fig. 2.6: coupe transversal

6.3. Détermination des sollicitations sismique longitudinale :

Le pont est régulier, nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dit monomodale. La détermination de la sollicitation qui subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

6.3.1. Vérification des conditions nécessaires:

La masse modale (la masse mise en mouvement) doit être supérieur 70%.

Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isole de toutes les piles par des appareils en élastomère frette ou glissants) si : $M_P \le 0.43 \times M_T$

M_P: la masse de l'ensemble des piles hors fondations.

 M_T : la masse totale du tablier.

Pour notre cas :
$$M_T = 1241~t$$

$$M_P = 157.93~t$$

$$M = 1241 + 157.93~=~1398.93~t$$

$$0.43 \times M_T \geq M_P$$
 OK

- L'ouvrage étudié un pont droit et non biaisOK

En résumé, toutes les conditions sont vérifier on peut utiliser la méthode monomodale.

6.3.2. Évaluation de la Raideur

6.3.2.1. Pour une pile encastrée en pied :

$$K_P = \frac{12 \text{ EI}}{h^3}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.6 \times 5.6^3}{12} = 23.42 \text{ m}^4$$

Sur culée :

$$K_{\text{cul\'ee}} = \infty$$

Sur pile :

 $E = 32000 \text{ MN/m}^2$

$$K_{pile} = \frac{12 \times 32000 \times 23.42}{(7.4)^3} = 22193.35 \text{ MN}$$

6.3.2.2. Raider des appareils d'appui :

$$K_{appareil} = 2 \times \frac{1.2 \times 0.7 \times 0.7}{7 \times 0.016} = 10.5 \text{ MN/m}$$

6.3.2.3. Raideur totale par appui:

Sur culée :

$$K_{\text{T.cul\'ee}} = \frac{1}{\frac{1}{10.5} + \frac{1}{\infty}} = 10.5 \text{ MN/m}$$

■ Sur pile:

$$K_{T,pile} = \frac{1}{\frac{1}{10.5} + \frac{1}{22193.35}} = 10.5 \text{ MN/m}$$

6.3.2.4. Raideur du système :

$$K = 2 \times K_{T.Culée} + K_{T.Pile} = 2 \times 10.5 + 10.5 = 31.5 MN/m$$

6.3.2.5. Evaluation de la période propre de l'ouvrage :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{1241 \times 10^3}{31.5 \times 10^6}} = 1.25 \text{ s}$$

6.3.3. Evaluation de l'amortissement structurel :

Dans le cas des ponts courants, le taux d'amortissement adopte et celui des piles, dans notre cas les piles sont en béton armé, donc on adopte un taux d'amortissement de $5^{\frac{1}{2}}$ se qui implique que la facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \sqrt{7/(2+5)}$.

6.4. Spectre réponse élastique :

6.4.1. Composante horizontale

- Le coefficient d'accélération de la zone : A = 0.25
- Le taux d'amortissement : $\xi = 5\%$
- La période de l'ouvrage : T = 1.25 s
- Coefficient de site S = 1.1
- Les périodes caractéristiques associées au site : T1 = 0.15 s, T2 = 0.4 s (tableau 4.2).

Spectre de réponse (RPOA) :
$$\begin{cases} &T2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.} \\ &Sae\left(m/s^2\right) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (\ T2/T\). \end{cases}$$

$$Sae(T,\xi)(m/s^2) = 2.5 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 \times 1.1 \times (0.40 \div 1.25)$$

Sae
$$(T, \xi)(m/s^2) = 2.16 \text{ m/s}^2$$

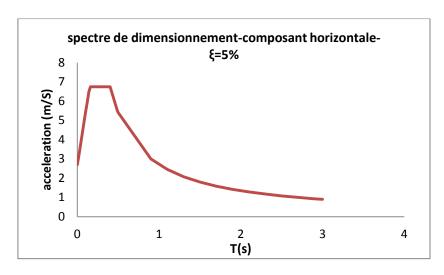


Fig.3.6 : diagramme de spectre horizontal $\xi = 5\%$

6.4.2. Composante verticale

Les périodes caractéristiques associées au site : T1=0.15~s,~T2=0.4~s~ (tableau 5.2). $\alpha=0.7$ pour la zone sismique IIa.

$$\begin{array}{l} \text{Spectre de réponse (RPOA)} : \left\{ \begin{array}{r} T2 \, \leq \, T \, \leq \, 3.0 \, s. \\ \text{Sae (m/s2)} \, = \, 2.5 \times \alpha \times A \times \, g \times \eta(\frac{T^2}{T}). \end{array} \right. \\ \text{Sae}^v \, (T) \, (m/s^2) \, = \, 2.5 \, \times \, 0.7 \, \times 0.25 \, \times \, 9.81 \, \times \, 1 \, X \, (0.40 \div 1.25) \\ \text{Sae}^v \, (T) \, (m/s^2) \, = \, 1.37 \, m \, / \, s^2 \\ \end{array}$$

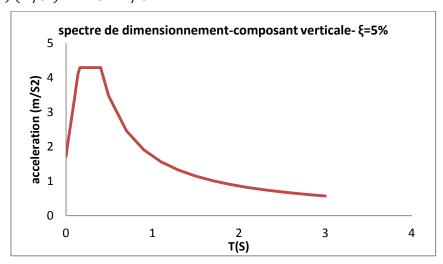


Fig.4.6 : diagramme de spectre vertical $\xi = 5\%$

6.4.3. Spectre de dimensionnement

Les périodes caractéristiques associées au site : $T_2 = 0.4 \text{ s}$

$$\begin{array}{l} \text{Spectre de réponse (RPOA):} \left\{ \begin{array}{r} T2 \, \leq \, T \, \leq \, 3.0 \text{ s.} \\ \\ \text{Sad } (\text{m/s}^2) \, = \, 2.5 \times \eta \times \text{A} \times \, \text{g} \times \text{S} \times (\frac{\text{T2}}{\text{T}})^{\frac{2}{3}}. \end{array} \right. \\ \\ \text{Sad } (\text{m/s}^2) \, = \, 2.5 \times 1 \times 0.25 \times \, 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{1.25}\right)^{\frac{2}{3}} = 3.16 \, \text{m/s}^2 \\ \end{array}$$

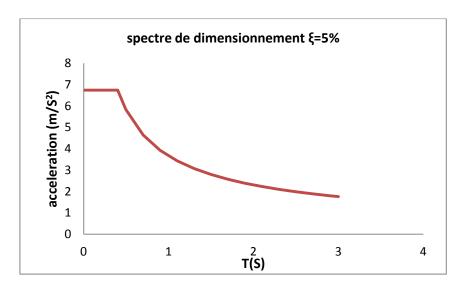


Fig.5.6 : diagramme de spectre de dimensionnement $\,\xi\,=\,5\%$

6.5. Effort longitudinal:

6.5.1. Effort total:

$$F_{long}^{i} = M.Sa(T)$$

Sa (T) est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

Sa(T) = Sae(T) pour un calcul élastique (q=1)

$$F_{long}^{i} = 1319965 \times 2.16 = 2.85 MN$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

Sur pile

$$F_{\text{pile}} = \frac{10.5}{31.5} \times 2.85 = 0.95 \text{ MN}$$

Sur culée

$$F_{\text{cul\'ee}} = \frac{10.5}{31.5} \times 2.85 = 0.95 \text{ MN}$$

6.5.2. Déplacement de tablier

déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 . Sa(T) = \left(\frac{1.25}{2\pi}\right)^2 \times 2.85 = 0.11 \text{ m}$$

6.5.3. Déplacement de la tête de pile par apport au sol :

$$\begin{aligned} d_{long \, pile} &= \frac{2.85}{22193.35} = 0.00013 m \\ d_{long \, cul\acute{e}\acute{e}} &= 0 \end{aligned}$$

6.6. Sollicitations sismiques transversales

On a:

 $\frac{L}{R} = \frac{70}{11} = 6 \ge 5$, on utilise le modèle à tablier flexible.

6.6.1. Modélisation de l'ouvrage

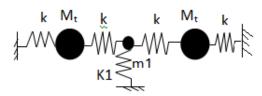


Fig.6.6: model mathématique de l'ouvrage

6.6.2. Détermination des masses de la structure

On prend en considération la masse totale du tablier augmenté de la moitie supérieure des piles liée au tablier.

$$M_t = 620.5 t$$

 $m_1 = 778.43 t$

6.6.3. Evaluation de la raideur

6.6.3.1. Détermination des raideurs des piles :

$$K_1 = 10.5 \, MN/m$$

6.6.3.2. Détermination de la raideur du tablier :

$$I_z = 98.56 \text{m}^4$$

$$K_{tab} = \frac{3 \times 32000 \times 98.56}{35^3} = 220.68 \text{ MN/m}$$

6.6.3.3. Détermination de la matrice de flexibilité:

En premier nous va déterminer la matrice des raideurs.

$$[k] = \begin{pmatrix} 2k & -k_t & 0\\ -k_t & k_1 + 2k_t & -k_t\\ 0 & -k_t & 2kt \end{pmatrix}$$

$$[k] = \begin{pmatrix} 441.36 & -220.68 & 0 \\ -220.68 & 451.86 & -220.68 \\ 0 & -220.68 & 441.36 \end{pmatrix}$$

$$F = [K]^{-1} = \begin{pmatrix} 0.00334713 & 0.00216282 & 0.00108141 \\ 0.00216282 & 0.00432563 & 0.00216282 \\ 0.00108141 & 0.00216282 & 0.00334713 \end{pmatrix}$$

6.6.3.4. Période fondamentale

$$\{U\} = [k]^{-1}. \begin{Bmatrix} m_t \\ m_1 \\ m_t \end{Bmatrix}.g = \begin{Bmatrix} 0,00443151 \\ 0,00605126 \\ 0,00443151 \end{Bmatrix} (m)$$

$$F_i = m_i g = 19810.6083$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times {U_i}^2}{\sum F_i \times U_i}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{0.5287546}{100.15997}} = 0.144s$$

6.6.4. Amortissement structural

Sae (T,
$$\xi$$
) (m/s²) = A.g.S. $\left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right)$ 0 < T < T₁
Sae (T, ξ) (m/s²) = 0.25 × 9.81 × 1.1 × $\left(1 + \frac{0.144}{0.15}(2.5 - 1)\right)$ = 6.58 m/s²

6.6.5. Effort transversal

$$F_{transversale}^{i} = \frac{4 \times \pi^{2}}{T^{2}} \times \frac{Sae(T)}{g} \times U_{i} \times m_{i}$$

Les résultats sont sur le tableau ci-après :

	Xi(m)	Mi(t)	Fi(MN)
mt	0.0044	620.5	0,3508
M1	0.0061	778.43	0.6009
Mt	0.0044	620.5	0.3508

Tableau.1.6: Force sismique transversale

6.6.5.1. Résultante sismique horizontal :

La résultante horizontale $F_{hor} = \sqrt{{F_{long}}^2 + {F_{trans}}^2}$

PILEN ⁰	$F_{IX}(MN)$	$F_{IY}(MN)$	$F_{horiz}(MN)$
1	0.95	0.6009	1.226

Tableau.2.6: Résultante sismique horizontal/pile (MN)

6.7. Calcul des sollicitations sismiques verticales

6.7.1. Modélisation de l'ouvrage

On devise la masse de tablier en trois masses pour chaque travée, comme le schéma le montre :



Fig.7.6: modélisation de l'ouvrage

$$L_1 = 5.83 \text{ m}$$
 et $L_2 = 11.67 \text{ m}$

6.7.2. Evaluation de la masse

$$m_i = 206.83 t$$

6.7.3. Evaluation de la raideur

$$I_{Y} = 2.6 \text{ m}^{4}$$

$$K_{1} = \frac{3 \times 32000 \times 2.6}{5.83^{3}} = 1259.62 \text{ MN/m}$$

$$K_{2} = \frac{3 \times 32000 \times 2.6}{11.67^{3}} = 157.05 \text{ MN/m}$$

$$[K] = \begin{pmatrix} k_{1} + k_{2} & -k_{2} & 0 & 0 & 0 \\ -k_{2} & 2k_{2} & -k_{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{2} & k_{1} + k_{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{1} + k_{2} & -k_{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{2} & 2k_{2} & -k_{2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{2} & 2k_{2} & -k_{2} \end{pmatrix}$$

6.7.4. Détermination de la matrice de flexibilité:

$$[K] = \begin{pmatrix} 1416.67 & -157.62 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -157.62 & 314.1 & -157.62 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -157.62 & 1416.67 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1416.67 & -157.62 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -157.62 & 314.1 & -157.62 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -157.62 & 1416.67 \end{pmatrix}$$

$$[K]^{-1} = \begin{pmatrix} 0,000750 & 0,000399 & 0.000044 & 0 & 0 & 0 \\ 0,000399 & 0,003584 & 0,000399 & 0 & 0 & 0 \\ 0.000044 & 0,000399 & 0,000750 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,000750 & 0,000399 & 0.000044 \\ 0 & 0 & 0 & 0,000399 & 0,003584 & 0,000399 \\ 0 & 0 & 0 & 0.000044 & 0,000399 & 0,000750 \end{pmatrix}$$

6.7.5. Période fondamentale

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times v_i^2}{\sum F_i \times v_i}}$$

$$\{V\} = [k]^{-1} \cdot \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \\ m_4 \\ m_5 \end{Bmatrix} \cdot g = \begin{Bmatrix} 0.0024 \\ 0.0024 \\ 0.0024 \\ 0.0024 \\ 0.0089 \end{Bmatrix} (m)$$

$$T = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{0.03748}{55.6857}} = 0.163 \text{ s}$$

6.7.6. Amortissement structural

sae^v(T, ξ)(m/s²) = 2,5. α. η. A. g car
$$0 < T < T_2$$

sae^v(T, ξ)(m/s²) = $2.5 \times 0.7 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 = 4.29 \text{ m/s}^2$

6.7.7. Effort vertical

$$\begin{split} F_{vertical}^i &= \frac{4 \times \pi^2}{T^2} \times \frac{Sae^v(T)}{g} \times v_i \times m_i \\ F_1^v &= F_3^v = F_4^v = F_6^v = 0.325 \text{ MN} \\ F_2^v &= F_5^v = 1.195 \text{ MN} \end{split}$$

6.8. Analyse de la structure

6.8.1. Modélisation de la structure

Pour avoir un bon modèle automatique, qui reflète le pot dans son ensemble, et qui sera dans les mêmes conditions arrêtées pour le calcule analytique développé ci-dessus, quelque hypothèse sont arrêtées au niveau de calcul automatique.

La structure est modélisée selon les étapes suivant :

6.8.1.1. Modélisation du tablier

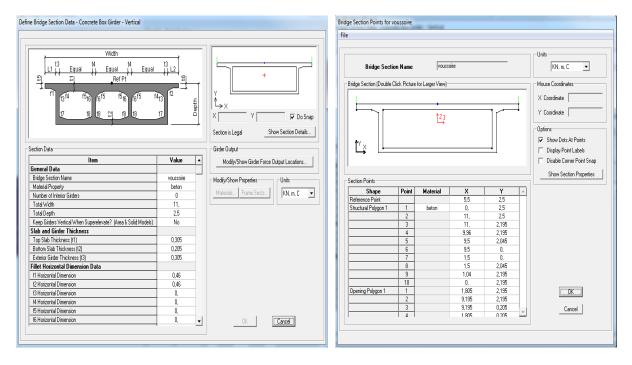


Fig.8.6 : géométrie du tablier

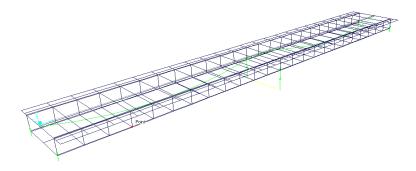


Fig. 9.6: condition aux limites

6.8.1.2. Modélisation de la précontrainte

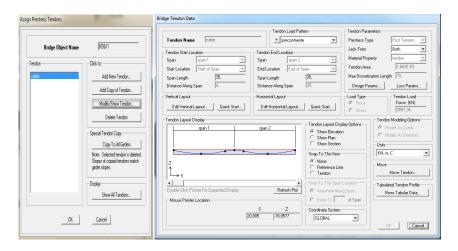


Fig.10.6: caractéristique des tendons

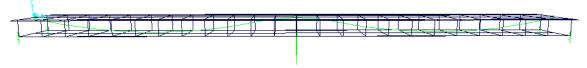


Fig.11.6: géométrie des tendons

6.8.2. Résultats

6.8.2.1. Périodes et participation massique des modes

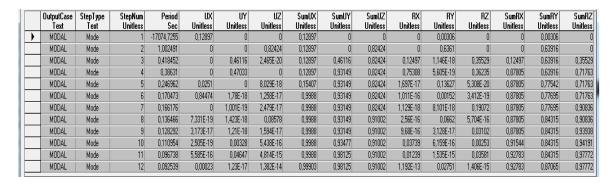


Fig.12.6: rapport de mass modale participant

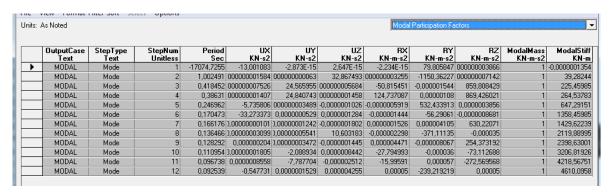


Fig.13.6: facteur de participation modale

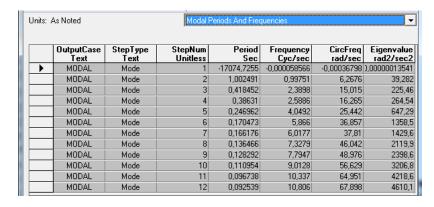


Fig.14.6 : périodes et fréquences modales

6.8.2.2. Modes propres de vibration

Quelques formes propres de vibration traduisant la déformation de la structure sont présentées ciaprès :

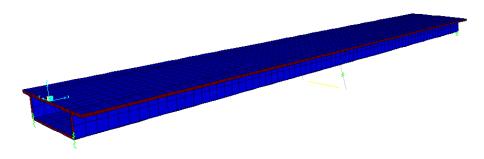


Fig.15.6: forme propre de vibration mode 1

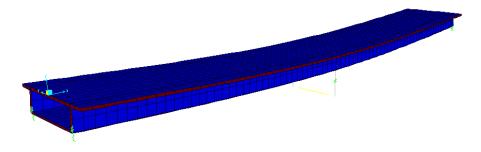


Fig.16.6: forme propre de vibration mode 2

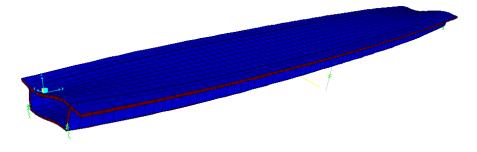


Fig.17.6: forme propre de vibration mode 3

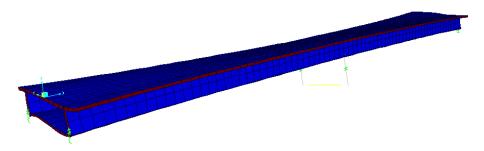


Fig.18.6 : forme propre de vibration mode 4

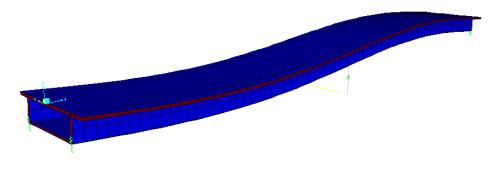


Fig.19.6 : forme propre de vibration mode 5

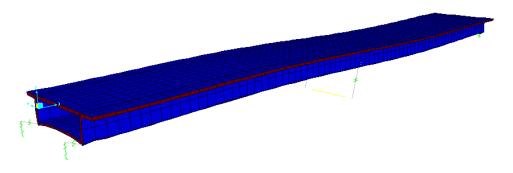


Fig.20.6: forme propre de vibration mode 6

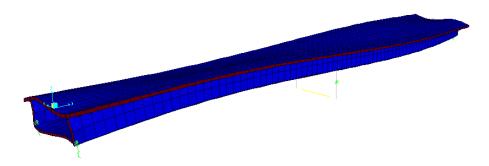


Fig.21.6 : forme propre de vibration mode 7

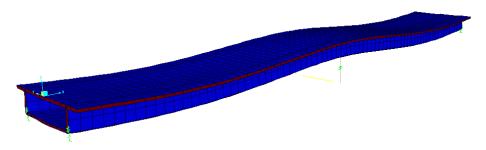


Fig.22.6 : forme propre de vibration mode 8

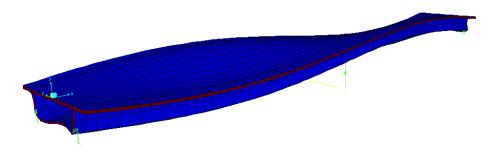


Fig.23.6 : forme propre de vibration mode 9

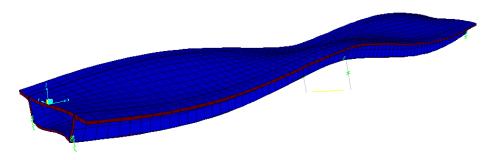


Fig.24.6: forme propre de vibration mode 10

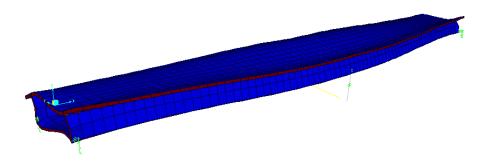


Fig.25.6 : forme propre de vibration mode 11

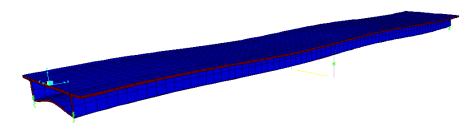


Fig.26.6 : forme propre de vibration mode 12

6.8.2.3. Diagramme des moments sous différents combinaison

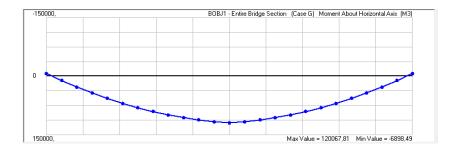


Fig.27.6: diagramme du moment sous poids propre

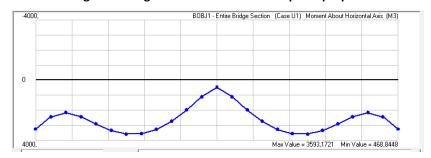


Fig.28.6 : diagramme du moment sous séisme longitudinal

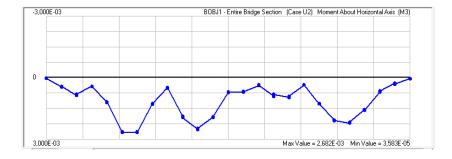


Fig.29.6 : diagramme du moment sous séisme verticale

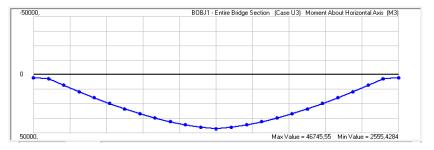


Fig.30.6 : diagramme du moment sous séisme transversale

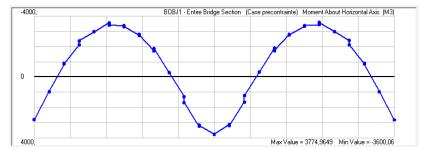


Fig.31.6 : digramme du moment sous la précontrainte

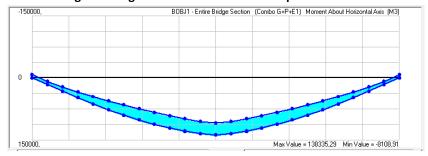


Fig.32.6: courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E1

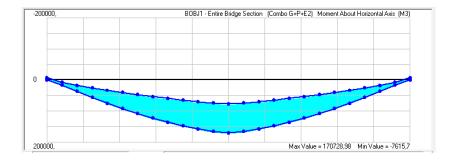


Fig.33.6 : courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E2

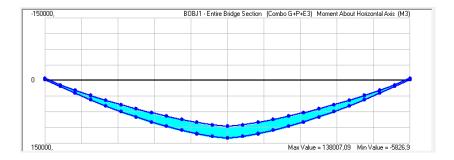


Fig.34.6: courbe enveloppe du moment sous combinaison G+P+E3

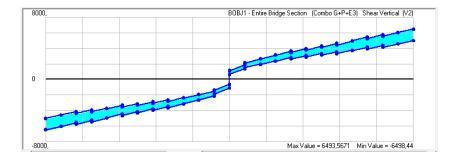


Fig.35.6: Diagramme des forces sous la combinaison G+P+E3

En résumé, la combinaison à prendre en compte lors de la vérification de la structure est G+P+E3.

D'où:

$$M_{max} = 138007 \text{ KN. m}$$

 $N_{max} = 6493.5671 \text{ KN}$

6.9. Comparaison des résultats

6.9.1. Sens longitudinal

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	1.25	1.00

Tableau.3.6 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens longitudinal

6.9.2. Sens transversal

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	0.144	0.136

Tableau.4.6 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens transversal

6.9.3. Sens vertical

	Calcul analytique (RPOA) (s)	Calcul automatique (s)
Période fondamentale	0.163	0.110

Tableau.5.6 : comparaissaient de la période fondamentale dans le sens verticale

Les modèles mathématiques utilisés pour l'application de la méthode monomodale présentée dans RPOA ont permis d'avoir pratiquement des grandeurs acceptable des périodes dans les trois directions.

6.10. Vérifications des appareils d'appuis

6.10.1. dimensions en plan de l'appareil

Il faut respecter:

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Conditions:

$$a / 10 \le T \le a / 5 \implies 375 \le a \le 750.$$

On peut prendre : a = 700 mm. Donc : b = 700 mm.

6.10.2. Répartition des efforts horizontaux

6.10.2.1. Efforts de freinage

a) Système B_C

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc}=30\ t$ Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2} = 15 t$$

b) Système A(l)

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

$$H_{A(1)} = \frac{A}{20 + 0,0035.S}$$

$$H_{A(1)} = F_A = 106.34 t$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{106.34}{2} = 53.17 t$$

c) Effort due au vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p = 250 \text{ Kg/m}^2$) sur toute la surface du pont.

$$S = 105 \text{ m}^2$$

 $H_{ve} = 21 \text{ t}$

6.10.2.2. Effort dû au séisme

L'intensité du séisme (RPPOA) :

$$f_h = 95 \text{ t.}$$

 $f_V = 60.33 \text{ t.}$

6.10.2.3. Effort due à la déformation (déplacements)

$$\Delta_{\text{max}} = 0.7 \text{ cm}$$
 avec : $\epsilon = \Delta_{\text{max}}$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère : T = 7.5 cm

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{\text{H. T}}{\text{G. a. b}}$$
 $\Rightarrow \text{H} = \frac{\text{G. a. b. } \varepsilon}{\text{T}}$

$$\text{H} = \frac{80(70 \times 70 \times 0.7)10^{-6}}{7.5 \times 10^{-2}} = 3.66 \text{ t}$$

6.10.3. Vérification des contraintes

6.10.3.1. Limitation des contraintes de cisaillement :

a) Sollicitation sous charge verticale:

 β : Coefficient de forme.

$$\begin{split} \beta &= \frac{a.\,b}{2t(a+b)} = \frac{70\times70}{2\times1(70+70)} = 17.5\\ \tau_N &= 1.5 \left(\frac{721.67\times10^{-2}}{17.5\times0.70\times0.70}\right) = 0.842 \; \text{Mpa}\\ \tau_N &= 0.842 < 3\textit{G} = 2.4 \; \text{Mpa} \quad \rightarrow \; \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

b) Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

 τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G.U}{T} = \frac{0.8 \times 1.2 \times 10^{-2}}{7.5 \times 10^{-2}} = 0.128 \text{ Mpa}$$

 τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\begin{split} \tau_{H2} &= \left(\frac{H}{a.\,b}\right) = \left(\frac{31.02\times 10^{-2}}{0.70\times 0.70}\right) = 0.633\,\text{Mpa} \\ \tau_{H} &= 0.128 + 0.5\times 0.633 = 0.445\,\text{Mpa} < 0.7\times 0.80 = 0.560\,\text{Mpa} \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \\ \tau_{H2} &= \left(\frac{H}{a.\,b}\right) = \left(\frac{16.8\times 10^{-2}}{0.70\times 0.70}\right) = 0.343\,\text{Mpa} \\ T_{H} &= 0.128 + 0.5\times 0.343 = 0.299\,\text{Mpa} < 1.3\times 0.8 = 1.040\,\text{Mpa} \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

6.10.3.2. Il faut vérifier les conditions suivantes :

a) Condition de non glissement

Pour les appareils bon, la face au contacte avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a.b} = \frac{92.275 \times 10^{-2}}{0.70 \times 0.70} = 1.88 \text{ MPA}$$

$$f = 0.12 + \frac{0.60}{\sigma_{c \min}} = 0.439$$

Pour les efforts minimaux (N_{min}) on à comme force horizontale :

- Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$\begin{split} H_{(R,F,T)} &= \frac{G.\,U}{T}\,(a.\,b) = \frac{0.8\times 1.2\times 10^{-2}}{7.5\times 10^{-2}}\,(0.7\times 0.70) = 0.0627\,\,\text{MN} \\ & \begin{cases} \sigma_{c\,\,\text{min}} = 1.88\,\,\text{Mpa} \leq 2\text{Mpa}\,\,\text{n'est pas v\'erifi\'ee est a pr\'evoir pour arr\^eter le ph\'enom\`ene.} \\ H_{(R,F,T)} &= 0.0627\,\,\text{MN} \leq f.\,N_{min} = 0.439\times 92.275\times 10^{-2} = 0.405\,\,\text{MN.} \quad \rightarrow \,\text{V\'erifi\'e} \end{cases} \end{split}$$

b) Force horizontale due au séisme :

$$Hs = 47.5/2 = 23.75 t < 40.5 t \rightarrow Vérifié$$

- Conclusion

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

6.11. Détermination des actions sismiques (Selon PS 92)

6.11.1. Accélération nominal:

L'ouvrage est de classe C et se situe en Zone II.

L'accélération nominale est définie en fonction de la Zone et de la classe de l'ouvrage donc selon le Tableau.1.3 : $a_N=3.0~{\rm m/s^2}$

6.11.2. Site

D'après le rapport géologique du projet, l'ouvrage se situe sur un site S3.

6.11.3. Coefficient de comportement

Les calculs sont effectués dans le domaine élastique ; aucun coefficient de comportement n'est pris en compte (q=1).

6.12. Dimensionnement des appareils d'appui

6.12.1. Pré dimensionnement des appareils d'appuis

6.12.1.1. Pré dimensionnement vis-à-vis des charges service

Nous prendrons le dimensionnement suivant :

• Sur culée : $(0.700 \times 0.700) \text{ m}^2$

• Sur Pile : $(0.700 \times 0.700) \text{ m}^2$

6.12.1.2. Pré dimensionnement vis-à-vis des actions sismique

- Le coté d'un appareil carré donné par :

$$a = \left[0.000273 \times a_n \times b \times \sqrt{\frac{M}{n}}\right]^{\frac{2}{3}} = \left[0.000273 \times 3 \times 1 \times \sqrt{\frac{1241000}{4}}\right]^{\frac{2}{3}} = 0.59$$

n : nombre appareils, n =⇒ nombre d'appui sur culée = 2 et nombre d'appui sur pile = 2

M : masse total de tablier = 3238.65 t, $a_n = accélération nominale = 3m/s^2$

$$\xi = \frac{n_c \times \sqrt{s_c}}{n_p \times \sqrt{s_p}} = \frac{2 \times \sqrt{0.700 \times 0.700}}{2 \times \sqrt{0.700 \times 0.700}} = 1$$

En utilisant la formule suivante, on obtient la dimension en plan des appareils d'appui sur pile

$$a_n = a \times \sqrt[3]{\left(\frac{n}{n_p}\right)} \times \left(\frac{1}{1+\xi}\right) = 0.59 \times \sqrt[3]{\left(\frac{2}{4}\right)} \times \left(\frac{1}{1+1}\right) = 0.23$$

En multiple cette valeur par « z », on obtient la dimension des appareils sur culée :

$$a_c = 0.23 \times 1 = 0.23$$

6.12.1.3. Le choix des appareils d'appuis

Les valeurs trouvées sont :

• Sur culée : $(0.23 \times 0.59) \text{ m}^2$

• Sur Pile : $(0.23 \times 0.59) \text{ m}^2$

Dans notre cas, le calcul sismique est prépondérant, à partir de ces valeurs nous choisissions les appareils normalisés

• Sur culée : $700 \times 700 \times 7 (16 + 4)$

Sur Pile: $700 \times 700 \times 7 (16 + 4)$

6.12.2. Détermination des sollicitations sismiques Longitudinales

6.12.2.1. Définition des masses de la structure

La masse à prendre en compte est la masse du tablier : M = 1241 t

6.12.2.2. Définition de la raideur de la structure

On a déjà calculé dans ce chapitre (voire 6.3.2.1):

$$I = 23.42 \text{ m}^4$$

- a) Raideur des appuis
- Sur culée :

$$K_{\text{culée}} = \infty$$

Sur pile :

$$K_{pile} = 22193.35 \,MN$$

b) Raider des appareils d'appui :

$$K_{appareil} = 10.5 \text{ MN/m}$$

- c) Raideur totale par appui:
- Sur culée :

$$K_{T,cul\acute{e}e} = 10.5 \text{ MN/m}$$

Sur pile

$$K_{T,pile} = 10.5 \text{ MN/m}$$

d) Raideur du système :

$$K = 2 \times K_{T,Cul\acute{e}e} + K_{T,Pile} = 2 \times 10.5 + 10.5 = 31.5 MN/m$$

6.12.2.3. Evaluation de la période propre de l'ouvrage :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{1241 \times 10^3}{31.5 \times 10^6}} = 1.25 \text{ s}$$

6.12.2.4. Evaluation de l'amortissement structurel

Par simplification, dans le cas des ponts courants, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans le cas d'un ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement égal à 5%, ce qui revient à utiliser le spectre sans correction.

6.12.2.5. Evaluation des forces statiques équivalentes

a) Réponse sismique

Notre site est S_3 , donc le spectre dont l'équation est :

$$R(T) = \frac{1.8}{T} = \frac{1.8}{1.25} = 1.44$$

- b) Effort longitudinal
 - Effort total

$$F_{long} = M \times R(T) \times a_N = 1241000 \times 1.44 \times 3 = 5.36MN$$

Effort par élément porteur, la distribution se fait au prorata des raideurs:

$$F_{long}^{i} = \frac{K_{i}}{K} F_{long}$$

Sur pile

$$F_{\text{pile}} = \frac{10.5}{31.5} \times 5.36 = 1.79 \text{ MN}$$

Sur culée

$$F_{\text{cul\'ee}} = \frac{10.5}{31.5} \times 5.36 = 1.79 \text{ MN}$$

c) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$\begin{split} &d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times R(T) \times a_N \\ &d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{1.25^2}{4 \times \pi^2} \times 1.44 \times 3 = 0.171 \text{ m} \end{split}$$

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$\begin{split} d_{longitudinal} &= \frac{F_{Longitudinal}}{K_{appui}} \\ d_{longitudina}^{pile} &= \frac{1.79}{22193.35} = 0.081 \text{ mm} \\ d_{longitudinal}^{culée} &= \frac{1.79}{\infty} = 0 \end{split}$$

6.12.3. sollicitations sismiques transversales

Le tablier est " infiniment rigide " suivant cette direction et est bloqué transversalement sur chacune des culées. L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées. Pour cela, on applique à la masse du tablier (1241 t) une accélération égale au plateau du spectre (2 m/s²), puis on répartit celle-ci de manière égale sur les culées.

6.12.3.1. Effort transversal

$$F^{transversal} = M \times R(plateau) \times a_N$$

Sur culée

$$F^{transversal} = \frac{1241000 \times 2 \times 3}{2} = 3.723 \text{ MN}$$

6.12.4. sollicitations sismiques verticales

Les réactions d'appuis sous séisme vertical sont calculées à l'aide de l'équation :

Pour un ouvrage de classe C, situé en zone II, dans un site S3, le paramètre a vaut a = 4.20 ; Pour un ouvrage de 2 travées, avec un rapport de travées de $\Psi = 1$, le paramètre a vaut b =0.31 sur culées et b = 0.89 sur piles.

6.12.4.1. Effort vertical (ascendant ou descendant)

Sur culée

$$F_{cul\acute{e}e}^{vertical} = 4.2 \times 0.31 \times 17728.57 \times 35 = 807890.93 \, N \quad soit \, \mp \, 807.891 \, KN$$

$$F_{pile}^{vertical} = 4.2 \times 0.89 \times 17728.57 \times 35 = 2319428.81 \; N \; \; soit \; \mp \; 2319.443 \; KN$$

6.12.5. Vérifications des appareils d'appui :

6.12.5.1. Tableau récapitulatif

a) Déformations longitudinales

		Sur culée	Sur pile
sous séisme	déplacement du tablier	0.171 m	0.171 m
	déplacement de la tête de pile	0	0.081 m
	distorsion (E)	0.171 m	0.09 m
sous charges de	distorsion due aux variations de	0.0105 m	0.007 m
service	température (ΔT)		
	distorsion due au retrait et au fluage	0.0105 m	0.0105m
	(Diff)		
	$cumul (\Delta T + Diff)$	0.021 m	0.0175 m
sous combinaison	cumul $(E + 0, 4 \Delta T + Diff)$	0.186 m	0.103m
sismique			

Tableau.6.6: déformation longitudinales

b) Efforts

			Sur culée	Sur pile
Sous séisme		vertical	0.81 MN	2.32MN
		longitudinal	1.79 MN	1.79 MN
		transversal	3.72 MN	0
Sous Charges de service	charges permanentes	max	1.85 MN	3.21MN
	charges A(I)	max	1.03MN	1.76MN
		min	-0.06 MN	1.40 MN

Tableau.7.6: les efforts internes

6.12.5.2. Vérifications sous séisme

a) Résistance à la compression

$$\begin{split} &\sigma_m \leq 15 \text{MPa} & \text{avec} \\ &\sigma_m = \frac{F_{vertical}^{service} + F_{vertical}^{s\acute{e}isme}}{s} & \text{(S' l'aire r\'eduite apr\`es distorsion (E + 0.4 \Delta T + Diff))} \end{split}$$

Sur culée

$$S = (0.700 - 0.186) \times 0.700 = 0.360 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{m}} = \frac{(1.85 + 0.81)/2}{0.360} = 3.69 \text{ MPa}$$

$$3.69 \text{ MPa}$$
 ≤ 15MPa → **Vérifié**

$$\begin{split} S &= (0.700\,-\,0.103)\times 0.700\,=\,0.418\,\text{m}^2\\ \sigma_m &= \frac{(3.21+2.32)/2}{0.103} =\,6.62\,\text{MPa}\\ 6.62 &\leq 15\text{MPa} \ \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

b) Sécurité au flambement

Sur culée

$$\begin{split} S &= \frac{0.700 \times 0.700}{2 \times 0.016 \times (0.700 + 0.700)} = 10.94 \\ P_c &= 4 \times 1200 \times \frac{(0.700 \times 0.700)}{5} \times (10.94)^2 = 56299.17 \text{KN} \\ P_u &= (1850 + 801)/2 = 1325.5 \text{ KN} \\ 3 \times 1325.5 &\leq 14189.20 \text{KN} \\ 3976.5 \text{KN} &\leq 14189.20 \text{KN} \\ &\rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} S &= \frac{0.700 \times 0.700}{2 \times 0.016 \times (0.700 + 0.700)} = 10.94 \\ P_c &= 4 \times 1200 \times \frac{(0.700 \times 0.700)}{5} \times (10.94)^2 = 56299.17 \text{KN} \\ P_u &= (3310 + 2320)/2 = 2815 \text{ KN} \\ 3 \times 2815 \leq 56299.17 \\ 8445 \text{ KN} &\leq 56299.17 \text{KN} \\ &\rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

c) Limitation de la distorsion

Sur culée

$$\begin{aligned} p_u &= (1805 + 0.3 \times 801 \,)/2 = 1022.65 \, \text{KN} \\ p_c &= 56299.17 \text{KN (Voir "Sécurité au flambement")} \\ p &= \frac{1022.65}{56299.17} = 0.018 \end{aligned}$$

$$\delta_0 = \begin{bmatrix} \frac{\text{mini } 0.7}{0.700} \\ \frac{5 \times 0.016}{\text{maxi } 2.0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\text{mini } 0.7}{8.75} \\ \text{maxi } 0.2 \end{bmatrix} = 2$$

$$\delta_{c=}0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.018) = 1.91$$

 $\delta = \frac{0.186}{5 \times 0.016} = 2.325 > 1.91 \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$

$$\begin{split} p_u &= (3210 + 0.3 \times 2320 \,)/2 = 1953 \, \text{KN} \\ p_c &= 56299.17 \, \text{KN (voir "Sécurité au flambement")} \\ p &= \frac{1953}{56299.17} = 0.035 \\ \delta_0 &= \left[\frac{\underset{0.700}{\text{mini 0.7}}}{\underset{0.700}{5 \times 0.016}} \right] = \left[\underset{maxi0.2}{\overset{\text{mini 0.7}}{8.75}} \right] = 2 \\ \delta_{c=} 0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.035) = 1.82 \end{split}$$

$$\delta = \frac{0.103}{5 \times 0.016} = 1.29 < 1.82$$
 \rightarrow Vérifié

d) Condition de non-glissement

Sur culée

$$\begin{split} \text{H} &= 1790/2 = 895 \text{ KN} \\ \text{N} &= (1805 - 0.3 \times 801)/2 = 782.35 \text{KN} \\ \sigma_{\text{m}} &= \frac{0.782}{0.700 \times 0.700} = 1.60 \text{ MPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{1.60} = 0.48 \\ \text{H}_{\text{lim}} &= 0.48 \times 782.35 = 375.53 \text{ KN} \\ 895 &> 375.53 &\rightarrow \text{Non V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} &H=1790/2=895 \text{ KN} \\ &N=(3210\ -0.3\times2320)/2=1257 \text{ KN} \\ &\sigma_m=\frac{1.257}{0.700\times0.700}=2.57\text{MPa} \\ &f=0.10+\frac{0.60}{2.57}=0.33 \\ &H_{lim}=0.33\times1257\ =414.81 \text{ KN} \\ &1257\ >414.81 \qquad \rightarrow \text{ Non vérifié} \end{split}$$

>>> Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti-glissement.

Remarque

Dans la pratique, il est très rare de pouvoir satisfaire cette condition. Le projeteur sera donc souvent dans l'obligation d'avoir recours à ce type de dispositifs.

6.12.5.3. Vérifications sous charges de service

a) contraintes normales

$$\sigma_{\rm m} = \frac{\rm N}{\rm a \times b}$$

Sur culée

$$\begin{split} \sigma_{m\;min} &= \frac{1805/2}{0.700\times0.700} = 1841.84\;\text{KPa Soit }1.8\;\text{MPa} \\ \sigma_{m\;max} &= \frac{(1805+1.2\times1030)/2}{0.700\times0.700} = 3103.06\;\text{KPa soit }3.1\;\text{MPa} \end{split}$$

$$\begin{split} \sigma_{m\;min} &= \frac{3210/2}{0.700\times0.700} = 3275.51\;\text{KPa Soit } 3.3\;\text{MPa} \\ \sigma_{m\;max} &= \frac{(3210+1.2\times1760)/2}{0.700\times0.700} = 5430.61\;\text{KPa soit } 5.4\;\text{MPa} \end{split}$$

- b) contraintes de cisaillement
- 1. Contrainte de cisaillement due à l'effort normal
- Sur culée

$$\beta = \frac{0.700 \times 0.700}{2 \times 0.016 \times (0.700 + 0.700)} = 10.94$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 3103.06}{10.94} = 425.47 \text{ KPa}$$

Sur pile

$$\beta = \frac{0.700 \times 0.700}{2 \times 0.016 \times (0.700 + 0.700)} = 10.94$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 5430.61}{10.94} = 744.60 \text{ KPa}$$

2. Contrainte de cisaillement due à la déformation tangentielle

On a le module d'élasticité transversale : $G = 8 \text{ Kg/cm}^2$

Sur culée

$$\tau_{\rm H1} = 800 \times \frac{0.021}{5 \times 0.016} = 210 \text{KPa}$$

Sur pile

$$\tau_{H1} = 800 \times \frac{0.0175}{5 \times 0.016} = 175 \text{ KPa}$$

c) Limites admises pour les contraintes de cisaillement

$$\tau_{H1} \leq 0.5 \times G$$

Sur culée

$$\tau_{H1} = 210 \leq 0.5 \times 800$$

$$210 \text{ KPa} \leq 400 \text{ KPa} \qquad \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Sur pile

$$\tau_{\rm H1} = 175 \le 0.5 \times 800$$

$$175 \ \text{KPa} \le 400 \ \text{KPa} \qquad \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

d) Vérification delà contrainte moyenne décompression

$$\sigma_{m \; max} \leq 15 \; MPa$$

Sur culée

$$3.1 \le 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

Sur pile

$$5.4 \le 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

e) Vérification des conditions de non-cheminement et non-glissement

$$\sigma_{\text{m min}} \ge 2 \text{ MPa}$$

Sur culée

$$1.8 \text{ MPa} \le 2 \text{ MPa}$$
 → Non vérifié

Sur pile

$$3.3 \text{ MPa} \ge 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{V\'erifi\'e}$$

>>>Les dispositifs anti-glissement sont déjà prévus vis-à-vis des efforts sismiques.

Sur culée

$$\begin{split} \text{N} &= 1805 \text{ KN} \qquad , \qquad u = 0.021 \text{ m} \\ \text{H} &= 800 \times (0.700 \times 0.700) \times \frac{0.021}{5 \times 0.016} = 102.9 \text{ KN} \\ \sigma_m &= \frac{1805/2}{0.700 \times 0.700} = 1841.84 \text{ KPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{1.841} = 0.43 \\ 102.9 &\leq 0.43 \times 1805 = 776.15 \text{KN} \quad \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

Sur pile

$$\begin{split} \text{N} &= 3210 \text{ KN} \qquad , \qquad u = 0.0175 \text{ m} \\ \text{H} &= 800 \times (0.700 \times 0.700) \times \frac{0.0175}{5 \times 0.016} = 85.75 \text{ KN} \\ \sigma_m &= \frac{3210/2}{0.700 \times 0.700} = 3275.51 \text{ KPa} \\ \text{f} &= 0.10 + \frac{0.60}{3.275} = 0.28 \\ 85.75 &\leq 0.28 \times 3210 = 898.8 \text{ KN} \rightarrow \text{V\'erifi\'e} \end{split}$$

6.13. Etude de pile

6.13.1. Détermination des sollicitations

6.13.1.1. Efforts provenant du tablier

Efforts sismiques au niveau de la liaison entre le tablier et la tête pile

$$F_L=1.79\, MN$$
 (Composante longitudinale du séisme)
 $F_T=0$ (Composante transversale du séisme)
 $F_V=2.319\, MN$ (Composante verticale du séisme)

6.13.1.2. Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui

Pour le calcul des actions inertielles propres de la pile, on utilise le mode d'une pile en voile.

a) Composante longitudinale

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho SL^4}{EI}}$$

Avec:

$$\rho = 2500 \text{kg/m}^3$$

 $S = 5.6 \times 1.6 = 8.96 \text{ m}^2$
 $L = 7.4 \text{ m}$
 $E = 32 \times 10^9 \text{ Pa}$

$$I = \frac{5.6 \times 1.6^{3}}{12} = 1.9115 \text{ m}^{4}$$

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 8.96 \times 7.4^{4}}{32 \times 10^{9} \times 1.9115}} = 0.0591 \text{ s}$$

Avec le spectre utilisé, on trouve, pour T = 0,0591 s, un facteur d'amplification :

$$R(T) = 2$$

 $a = a_N \times R(T) = 3 \times 2 = 6 \text{ m/s}^2$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût. La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$p = a \times \mu$$
 où $\mu = \rho \times S = Masse linéique de la pile.$

Donc:
$$p = 6 \times 2500 \times 8.96 = 134400 \text{ N/ml} = 0.1344 \text{ MN/ml}$$

Par suite, en pied de pile on a :

$$\begin{split} V_{pl} &= p \times L = 0.1344 \times 7.4 = 0.9946 \text{ MN} \\ M_{pL} &= p \times \frac{L^2}{2} = 0.1344 \times \frac{7.4^2}{2} = 3.6799 \text{ MN. m} \end{split}$$

b) Composante transversale

La période du mode transversal est :

T =
$$1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 8.96 \times 7.4^4}{32 \times 10^9 \times 1.9115}} = 0.0591 \text{ s}$$

Et les efforts transversaux :

$$V_{PT} = p \times L = 0.1344 \times 7.4 = 0.9946 \text{ MN}$$

 $M_{PT} = p \times \frac{L^2}{2} = 0.1344 \times \frac{7.4^2}{2} = 3.6799 \text{ MN}$

c) Composante verticale

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre.

$$N_{PV} = m_p \times a = (8.96 \times 2500 \times 7.4) \times (6 \times 0.7) = 696192 \text{ N} = 0.696192 \text{ MN}$$

Où m_p est la masse totale de la pile et a c'est l'accélération au plateau.

6.13.1.3. Cumul des actions

a) Composante longitudinale

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$V_{PL} = \sqrt{V_{pL}^2 + V_{TL}^2} \quad \text{, avec} \qquad V_{TL} = F_L/3$$

$$M_{PL} = \sqrt{M_{pL}^2 + M_{TL}^2} \quad \text{, avec} \qquad M_{TL} = F_L \times 6/3$$

Ainsi, les sollicitations totales en pied de fût sont :

$$E_L$$
: $V_{PL} = 1.1595 \text{ MN}$
 $M_{PL} = 5.134 \text{ MN}$

b) Composante transversale

$$E_T$$
: $V_{PT} = 0.9946 \text{ MN}$
 $M_{PT} = 3.6799 \text{ MN}$

c) Composante verticale

$$E_V = N_{PV} = \sqrt{N_{PV}^2 + N_{TV}^2}$$
 , avec $N_{TV} = F_V/3$

Donc, l'effort total vertical est :

$$E_V = N_{PV} = 1.04 \text{ MN}$$

6.13.1.4. Combinaisons des directions

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut donc se limiter à 3 combinaisons de directions :

$$\begin{split} E_1 &= E_L + 0.3 \; (E_T + E_V) \\ E_2 &= E_T + 0.3 \; (E_L + E_V) \\ E_3 &= E_V + 0.3 \; (E_L + E_T) \end{split}$$

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
Effort horizontaux longitudinaux, \mathbf{V}_{L}	1.1595	0.000	0.000	1.1595	0.348	0.348
Efforts horizontaux transversaux, V_{T}	0.000	0.9946	0.000	0.298	0.9946	0.298
Moment longitudinal. M _L	5.134	0.000	0.000	5.134	1.5402	1.5402
Moment transversal, M _T	0.000	3.6799	0.000	1.1039	3.6799	1.1039
Effort normal, N	0.000	0.000	1.04	0.312	0.312	1.04

Tableau. 8.6: combinaisons des détractions

6.13.1.5. Combinaisons d'actions en pied de pile

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus.

On a 6 combinaisons:

Où:

$$PP_P = 8.96 \times 7.4 \times 0.025 = 1.6576 MN$$

Pour chaque fût, les réactions verticales sous charges permanentes sont :

$$R_{max} = 1.8240 \text{ MN}$$

 $R_{min} = 1.8178 \text{ MN}$

	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux, $V_{\rm L}$	1.1595	0.348	0.348	1.1595	0.348	0.348
Efforts horizontaux transversaux, V_{T}	0.298	0.9946	0.298	0.298	0.9946	0.298
Moment longitudinal. M _L	5.134	1.5402	1.5402	5.134	1.5402	1.5402
Moment transversal, M _T	1.1039	3.6799	1.1039	1.1039	3.6799	1.1039
Effort normal, N	3.7936	3.7936	4.5216	3.1634	3.1634	2.4354

Tableau.9.6: combinaisons d'action en pied de pile

6.14. Comparaison RPOA- PS92

	RPOA	PS92
période propre de l'ouvrage	1.25 s	1.25 s
Effort longitudinal	2.85 MN	5.36 MN
Effort transversal	1.26 MN	3.72 MN
Effort vertical	1.95 MN	2.32 MN
Déplacement de tablier	0.110 m	0.171 m

Tableau.10.6 : Comparaison entre les deux règlements

- Commentaire

Les résultats obtenus dans les deux règlements sont différents l'un de l'autre car il existe une différence dans les coefficients de site et d'accélération utilisé et de méthodes de calcul.

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

Le séisme reste l'ennemi numéro un des structures car il représente le phénomène qui a le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les tremblements de terre continueront à surprendre l'homme et à cause de l'impossibilité de les prévoir, la seule prévention valable est de construire parasismique car mieux vaut prévenir que guérir.

L'objectif de notre travail est d'étudier le comportement structurel d'un ouvrage d'art suivant les méthodes et disposition constructives arrêtées dans les deux règlements RPOA et PS92 et l'application sur des cas réel, nous avons trouvé que le règlement utilisé influence sur les résultats obtenus après le calcul des efforts exercé sur les ouvrages puisque chaque règlement utilise des règles et paramètres différents à celles de l'autre.

Cette étude est menée, en considérant toutes les données nécessaires relatives principalement au séisme par la considération des accélérations sismique relative au site d'implantation de l'ouvrage A cela s'ajoutent bien entendus toutes les informations liées à l'ouvrage lui même.

Des simulations numériques ont été menées avec le logiciel SAP2000 afin de comparer les résultats issus des méthodes d'analyse proposées par le RPOA et PS92.

Enfin, nous concluons que doivent être utilisés les règlements parasismique par ce que c'est plus précisé et plus sécurité par rapport à ceux de la méthode conventionnelle.

Références Bibliographiques

Bibliographie

- 1. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.
- 2. Pont courant en zone sismique «guide de conception», Document de SETRA-janvier 2000.
- 3. Méthodes de calcul dynamique des ponts, PFE master 2 VOA-BRITAH-juin 2013 (Jijel).
- **4.** Intégration du règlement parasismique algérien des ouvrages d'art RPOA dans le calcul des ponts, PFE master 2 VOA-H.MECHTER et N.BOUCHEMLA juin 2014 (Jijel).
- **5.** Application des Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA-2008) pour l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint, PFE master 2-S.BERKANE et A.NEDJAR-2014 (ESNTP).
- **6.** Étude d'un pont sur oued Sayoud EX RN 43 plus la simulation numérique du comportement d'un modèle réduit de sol renforcé par la colonne ballastée, O.BOUKAALA et N.BOULSANE promotion 2008 (Jijel).
- **7.** Etude d'un pont à poutres en béton précontraint (franchissant oued djendjen), PFE-A.KEBIR et S.ADJAL-2008 (ENTP).
- **8.** Etude d'un Pont Voussoirs Préfabriqués Sur la Deuxième Rocade D'ALGER (OA 44.2), PFE-A.HAMROUCHE et A.LAOFI-juin 2008 (ENTP).

Les logiciels utilisés

- 1. Microsoft Word 2007.
- 2. Microsoft Excel 2007.
- 3. SAP2000.
- 4. ROBOT.