

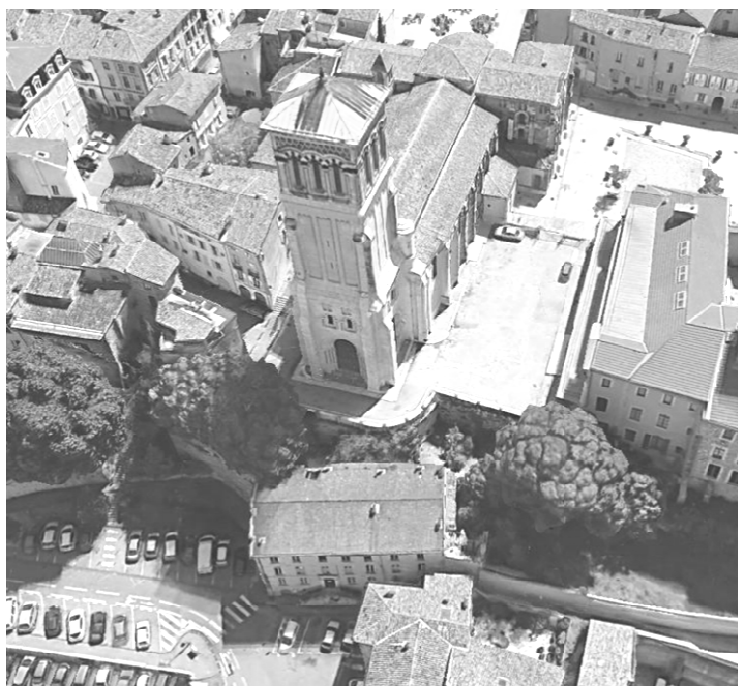
DRÔME (26)

VALENCE

CATHEDRALE SAINT-APOLLINAIRE

**Diagnostic structurel du mur de soutènement du parvis
Et de son impact sur la stabilité du clocher-porche de la cathédrale**

DIAGNOSTIC



Annexe 2

Diagnostic structurel – BET EQUILIBRE-STRUCTURE

Rapport - Phase DIAG

VALENCE / Cathédrale Saint Apollinaire

Diagnostic structurel du mur de soutènement supérieur du parvis et de son impact sur la stabilité du clocher

Rapport n° 21-016-01



Maître d'œuvre

Michel TRUBERT, ACMH
2 rue de Fleury
77300 FONTAINEBLEAU

<i>Ind</i>	<i>Date</i>	<i>Etabli</i>	<i>Vérifié</i>	<i>Modification</i>
A	29/07/2021	C.MILLON	N. CHEVAL	Première diffusion
B	14/03/2022	C.MILLON	N. CHEVAL	Mise à jour suite au carottage complémentaire

SOMMAIRE

1. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE	3
2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE	4
3. CONTEXTE ENVIRONNEMENTAL	6
3.1. Contexte Géologique.....	6
3.2. Contexte Hydrogéologique	9
3.3. Contexte Sismique	10
4. DESCRIPTION GÉNÉRALE DE L'ÉDIFICE	11
4.1. Description générale.....	11
4.2. Synthèse des évolutions historiques.....	12
5. ANALYSE CONSTRUCTIVE	16
5.1. Parvis ouest / Mur M1.....	16
5.2. Parvis sud / Murs M2 et M3.....	26
5.3. Clocher de la cathédrale.....	28
6. ANALYSE DES DÉSORDRES ET DÉFORMATIONS	33
6.1. Désordres.....	33
6.2. Déformations	34
6.3. Évolutivité des désordres et déformations.....	34
7. RÉSULTATS DES CALCULS	35
7.1. Hypothèses de calcul.....	35
7.2. Vérification du mur.....	36
7.3. Descente de charge du clocher.....	38
7.4. Calcul sur géométrie d'après carottage complémentaire.....	39
8. DIAGNOSTIC	41
9. PHILOSOPHIE D'INTERVENTION	42
10. PRÉCONISATIONS D'ÉTUDES ET D'INVESTIGATIONS COMPLÉMENTAIRES	43
11. PRÉCONISATIONS DE TRAVAUX STRUCTURELS	44
11.1. Liste de travaux.....	44
12. ANNEXES	45
12.1. Annexe 01 / Pièces graphiques.....	45
12.2. Annexe 02 / Note de calcul	45

1. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

Le BET Equilibre Structures intervient dans le cadre d'une mission de diagnostic sur le mur de soutènement supérieur du parvis de la cathédrale Saint Apollinaire de Valence, situé au pied de son clocher. Elle est menée sous la direction de M. Michel TRUBERT, Architecte en Chef des Monuments Historiques. Cette étude a pour objectifs l'évaluation de l'état de stabilité du parvis et la définition des travaux de renforcement des structures nécessaires pour la mise en sécurité du site.

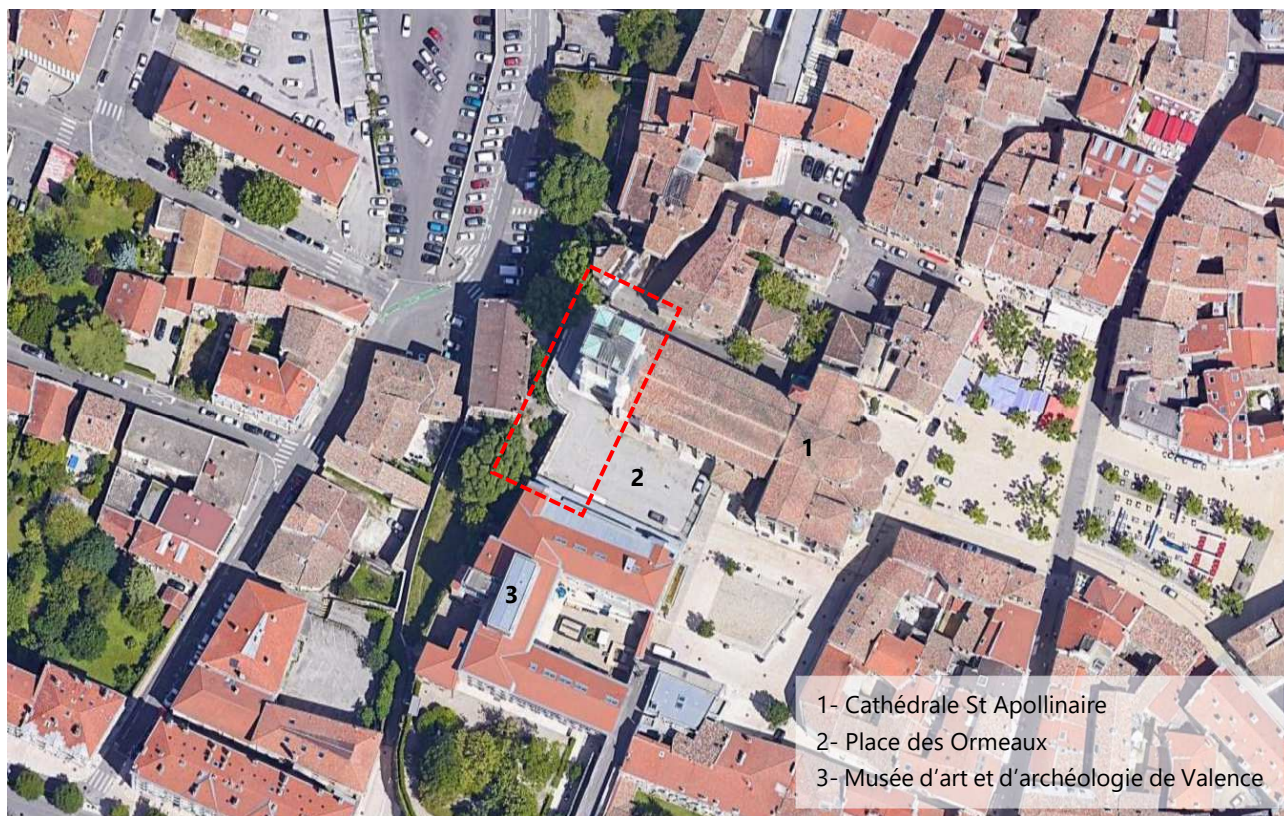


Fig 1. Vue satellite / Google Maps, 2021

La présente étude concerne uniquement l'espace situé dans la zone d'influence du mur de soutènement en bordure ouest de la place des Ormeaux, comprenant le parvis ouest et le clocher de la cathédrale. Les autres zones et édifices attenants sont mentionnées à titre indicatif mais sont en dehors du périmètre de l'étude ici réalisée.

2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

Études architecturales préalables

- [EP -01] « L'architecte diocésain : travaux à la basilique Saint-Apollinaire de Valence », *Livraisons de l'histoire de l'architecture*, 36 | 2018 mis en ligne le 15 décembre 2020, consulté le 21 juin 2021. URL : <http://journals.openedition.org/lha/1026> / **Anne Richard-Bazire** / 2018

Études structurelles préalables

- [ES -01] Démolition École Perrochon – Valence – Rapport de suivi structurel / OSMOS / Octobre 2020

Études documentaires, historiques et archives

- [HI -01] Cathédrale de Valence - Projet de Reconstruction de la tour – Plan général / **Hippolyte Epailly** / Octobre 1845
[HI -02] Plan et coupe du nouveau clocher-porche de la cathédrale de Valence / **Antoine Bailly** / Août 1849
[HI -03] Extraits de Voyages pittoresques et romantiques dans l'ancienne France / **Isidore Taylor** / 1854
[HI -04] Plan et Coupe - Mur de soutènement – Projet A / **Inconnu** / Juin 1860
[HI -05] État de la Cathédrale de Valence et de ses abords en 1875 – Plan / **Inconnu** / 1875
[HI -06] Photographies du clocher de la cathédrale de Valence / **Médéric Mieusement** / 1883
[HI -07] Valence – Cathédrale et Évêché -Plan de masse / **Inconnu** / Non daté (Après 1880)
[HI -08] Plan topographique / **Inconnu** / 1892
[HI -09] État de la Cathédrale de Valence et de ses abords en 1907 – Plan / **Inconnu** / 1907
[HI -10] Photographie aérienne / **Inconnu** / 1924

Études et investigations complémentaires

- [ET -01] Extension et rénovation du musée – R 26/06/6398 BG / **EGSOL** / 2007-2008
- Étude de faisabilité géotechnique – Mission G0+G51 / Février 2007
- Note technique suite aux sondages de reconnaissance géotechnique complémentaires – Mission G0+G51 / Mai 2007
- Reconnaissance géotechnique sous futures assises de grue de chantier – Mission G12 / Nov. 2007
- Étude de la stabilité de l'assise d'une grue – Mission G5 / Janvier 2008
[ET -02] Diagnostic de soutènement – Commune de Valence – Étude n°26.8A.3792 / **SIC INFRA 26** / Novembre 2019
[ET -03] Fiches de sondages géotechniques (1 carottage et 2 pressiométriques) – Dossier CNI8.K.162 / **GINGER CEBTP** / Juin 2020
[ET -04] Diagnostic géotechnique des fondations du clocher de la Cathédrale St Apollinaire / **AEGIS-Groupe** / Juillet 2021
[ET -05] [Compte-rendu de sondage carotté complémentaire – Caractérisation du mur de soutènement du parvis – Cathédrale St Apollinaire de Valence / **AEGIS-Groupe** / Février 2022](#)

Relevés géomètre

[RG-01] Ortho-images d'après lasergrammétrie et photogrammétrie / **Art Graphique et Patrimoine** / Mai 2021

[RG-02] Plans et coupes / **Art Graphique et Patrimoine** / Juin 2021

3. CONTEXTE ENVIRONNEMENTAL

3.1. CONTEXTE GÉOLOGIQUE

Se reporter au rapport établi par AEGIS [ET -04] ainsi qu'au rapport de SIC INFRA 26 [ET -02].

Caractéristiques du sol d'assise aux alentours de la zone d'étude

D'après l'étude géotechnique établie par AEGIS, « le site d'étude s'inscrit dans des formations alluvionnaires appartenant aux Terrasses de l'Armailler. Ces formations présentent une matrice sableuse contenant des galets de nature géologique variable. [...] L'épaisseur de ces alluvions est inconnue mais vraisemblablement très importante (supérieur à 30m d'après les données du BRGM). »

Cette couche d'alluvions forme vraisemblablement le sol d'assise des fondations des ouvrages étudiés.

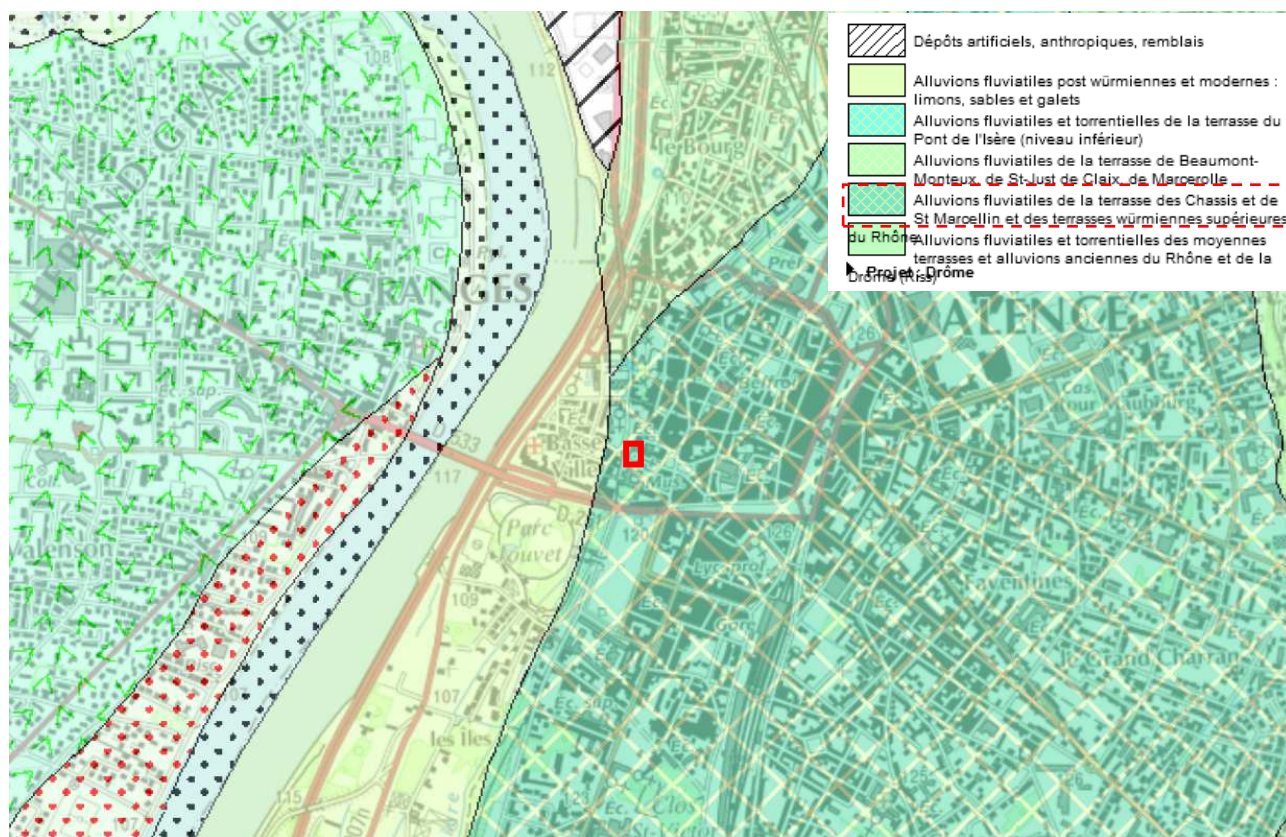


Fig 2. Carte géologique 1/50 000 / BRGM www.georisques.gouv.fr/ / 2021

Nous avons repéré la présence de cavités souterraines aux abords du site : places des clercs, place des Ormeaux, avenue Gambetta. De plus, la présence de crypte sous la cathédrale n'est pas à exclure. Des cavités non reconnues peuvent donc exister dans la zone d'intervention du projet.



Fig 3. Localisation de cavités souterraines abandonnées/ BRGM www.georisques.gouv.fr/ / 2021

De plus, le site est classé en zone d'aléa faibles vis-à-vis du risque de retrait-gonflement des argiles.

Risques identifiés : Cavités souterraines. Retrait-gonflement des sols argileux : aléa faible.

Caractéristiques du sol d'assise au droit des fondations de l'édifice

Selon la succession lithologique établie par SIC INFRA, nous retiendrons la composition du sol suivante :

- « **Remblais sableux** reconnus en comblement des murs, sur la quasi-totalité de la hauteur, ponctuellement des graviers peuvent être intégrés. » Leur épaisseur a été reconnue sur 3,0m à 6,8m environ au droit des sondages pressiométriques. /
 - Base du sondage < REMBLAIS < 3.0 à 6.8m de profondeur (soit 124.00 NGF à 121.00/117.20 NGF)
 - Caractéristiques mécaniques relativement médiocres : $p_l \sim 0.1$ à 1.4 MPa et $EM \sim 0.1$ à 12.9 MPa
- « **Limons graveleux à graviers limoneux rougeâtres** peuvent être substitués par les remblais [...]. Ils sont constitutifs de la frange alluvionnaire du site. »
 - 2.4m de profondeur < LIMONS < 6.0m de profondeur (soit 121.60 NGF à 118.00 NGF)

- Caractéristiques mécaniques moyennes : $pl \sim 0.8$ à >2.5 MPa et $EM \sim 5.3$ à 40.4 MPa
- « **Graviers et galets sableux gris** reconnus en sous-face des remblais ou des limons graveleux [...]. Ces graviers et galets sableux peuvent être localement très indurés. »
 - 3.0m à 7.4m de profondeur < GRAVIERS ET GALETS < 10 à 20m / fin des sondages (soit 121.00/116.60 NGF à 114.00/104.00 NGF)
 - Caractéristiques mécaniques moyennes à bonnes : $pl \sim 1.1$ à >2.5 MPa et $EM \sim 5.1$ à 166.4 MPa

SIC INFRA précise que « le site apparaît globalement assez homogène en structure géologique en grand, dans le détail on retiendra la présence de remblais en comblement des murs. »

Il convient de préciser que cette succession lithologique est probablement fortement modifiée par la présence d'infrastructures diverses : fondations du clocher de la cathédrale, mur de soutènement, etc.

Coupes géotechniques interprétatives

Des coupes interprétatives ont été établies par AEGIS. Elles précisent les dispositions probables du sol au niveau du parvis ouest, dont la présence des fondations du clocher et du mur de soutènement modifie la structuration du sol. Les hypothèses choisies pour leur établissement sont présentées dans le rapport [ET -04].

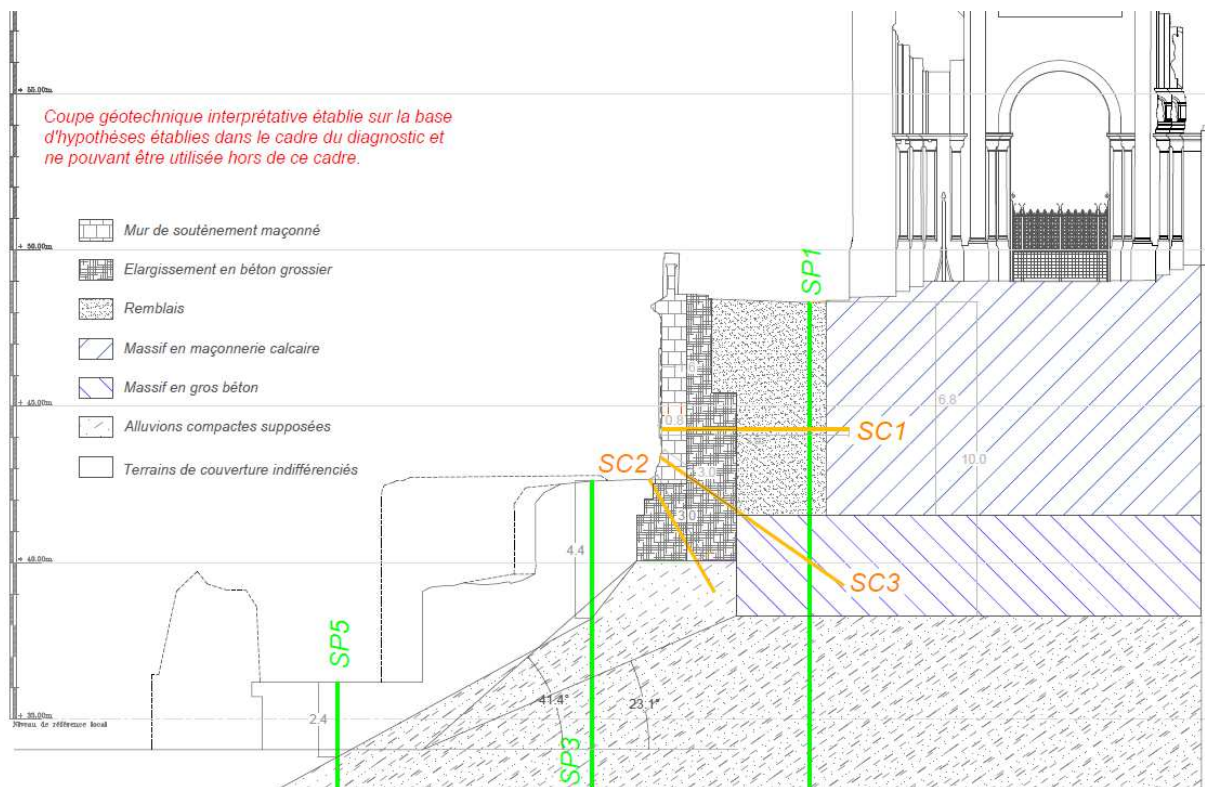


Fig 4. Coupe géotechnique en section courante du mur [ET -04] / AEGIS / 2021

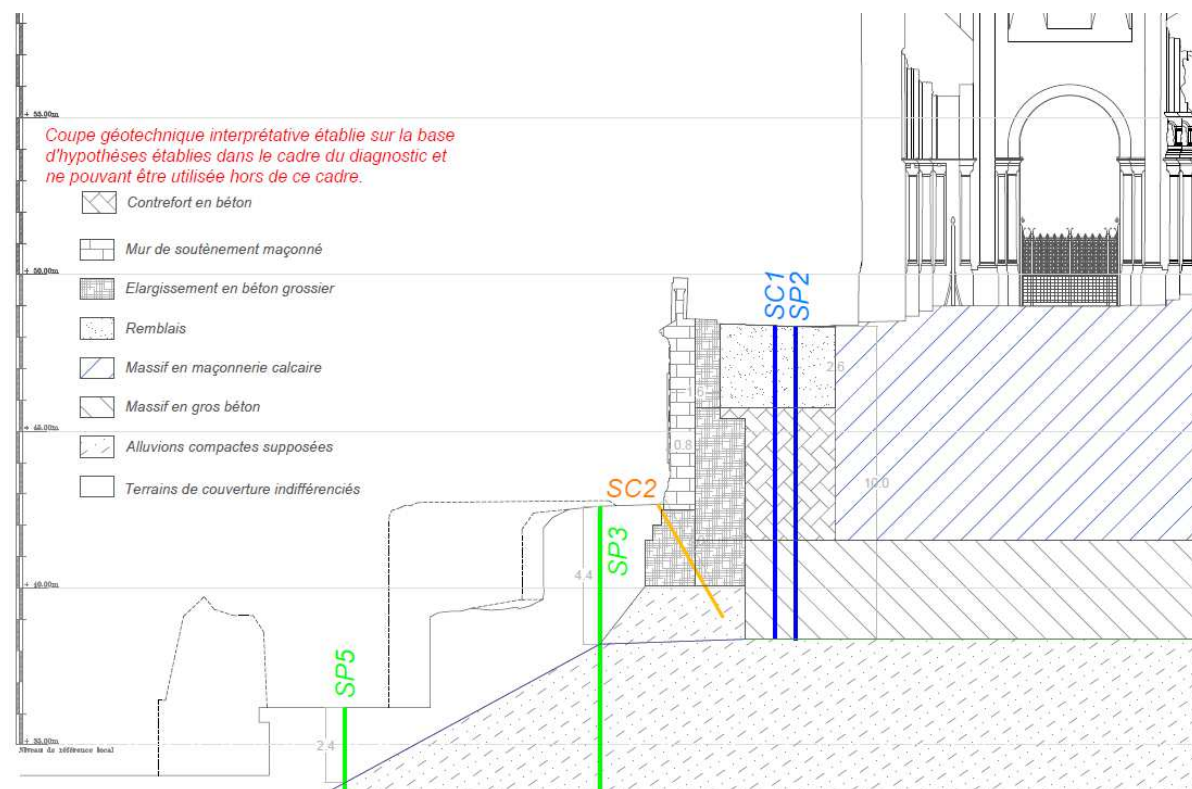


Fig 5. Coupe géotechnique sur le contrefort amont [ET -04] / AEGIS / 2021

Nota d'AEGIS : « Il convient de considérer ces coupes comme interprétatives. Ainsi, ces coupes sont établies sur la base de l'interprétation d'un faisceau de données issues des sondages des différentes campagnes mais aussi de l'analyse des données bibliographiques. Ces coupes constituent par conséquent une synthèse de la configuration la plus probable. Elle n'est en aucun cas un état des lieux certain et extrapolable sur l'emprise des ouvrages. En outre, la coupe ne permet pas de prendre en considération l'état sanitaire des éléments. »

3.2. CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE

Selon l'étude géotechnique établie par SIC INFRA, « En fin de campagne de sondages (Octobre 2019), il n'a pas été observé de présence d'eau dans nos sondages.

Le contexte hydrogéologique est celui de ruissellements et d'infiltrations, dont l'existence et l'intensité sont susceptibles de varier selon la saison et la pluviométrie. Ces écoulements s'établissent jusqu'à la nappe phréatique, vraisemblablement installée au sien du complexe alluvionnaire et en profondeur. Les ruissellements se traduiront essentiellement par des stagnations d'eau, compte-tenu de la topographie plus ou moins plane du site. »

Le site est en dehors des zones de prescription du PPRI local.

Risques identifiés : Inondations : hors zone de probabilité de crue

3.3. CONTEXTE SISMIQUE

Au regard de l'Eurocode 8/ Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes/Zonage sismique de la France (entrée en vigueur le 1er mai 2011) d'après l'annexe des articles R563-1 à R563-8 du Code de l'Environnement modifiés par les Décret n° 2010-1254 et n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 ainsi que par l'Arrêté du 22 octobre 2010, l'ouvrage se situe **en zone de sismicité 3 (niveau d'aléa modérée)**.

D'après planseisme.fr : « Les monuments et les bâtiments historiques ne font pas partie du domaine d'application de l'Eurocode 8 partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments (§ 1.1 (5)). La mauvaise connaissance des matériaux employés, de la structure même du bâtiment et de ses différentes étapes de construction rendent difficiles une évaluation de la capacité initiale de la structure à résister au séisme. De même un renforcement est soumis à plus de contraintes architecturales et techniques que pour un bâtiment courant. On veillera donc en cas de travaux sur la structure à **ne pas engendrer de fragilisation de la structure c'est-à-dire à ne pas augmenter sa vulnérabilité face au risque sismique**.

»

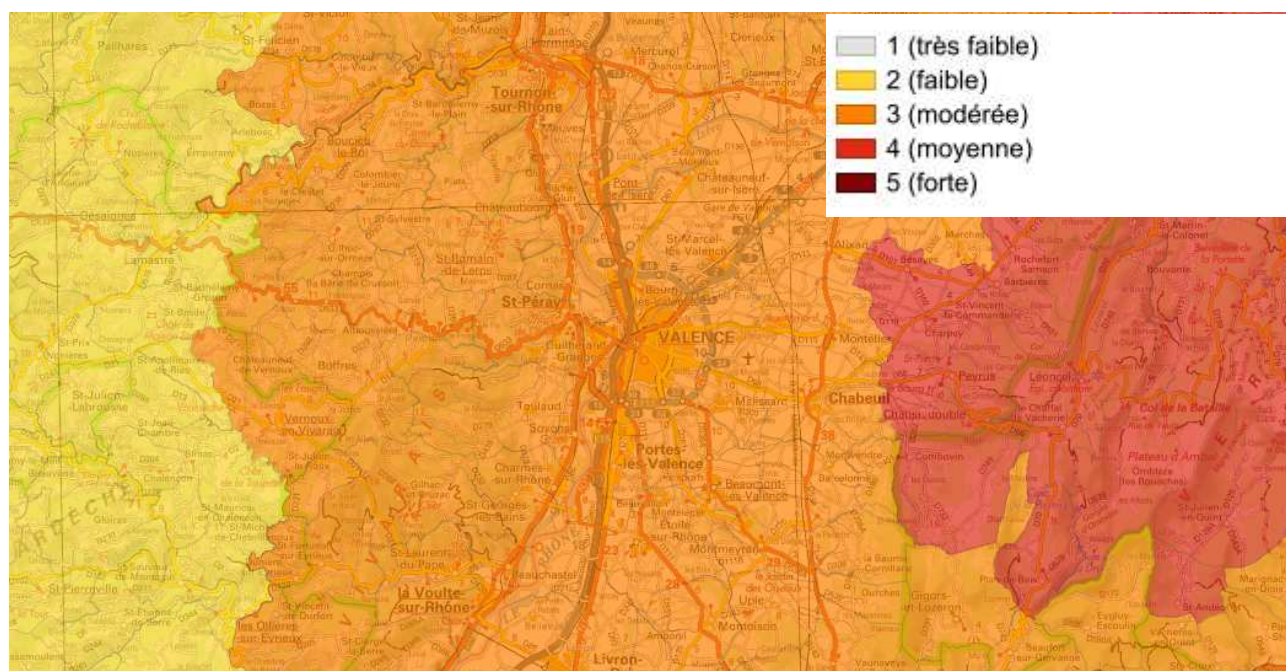


Fig 6. Zonage sismique en France / BRGM www.georisques.gouv.fr/ / 2021

4. DESCRIPTION GÉNÉRALE DE L'ÉDIFICE

4.1. DESCRIPTION GÉNÉRALE

Le mur de soutènement sujet de cette étude se situe entre la parcelle cadastrale 355 située en aval, et la parcelle 339 de la cathédrale St Apollinaire, sur la commune de Valence (26). À l'aval, l'ancien bâtiment de l'école Perrochon a été démoli récemment, laissant un soutènement ancien en dessous du mur du parvis.



Fig 7. Plan cadastral du site d'étude / www.cadastre.gouv.fr

Le découpage en trois zones présentées ci-dessus correspond à des zones de maçonneries différentes et sera utilisé dans le cadre de cette étude. Entre le clocher et le mur M1, le parvis supérieur sera dénommé parvis ouest, l'espace défini entre les murs M2 et M3, le musée et la cathédrale sera appelé parvis sud.



Fig 8. Photos des différentes zones de maçonneries (de gauche à droite, 1 à 3) / EQ 2021

4.2. SYNTHÈSE DES ÉVOLUTIONS HISTORIQUES

4.2.1. Historique de la cathédrale

Le présent dossier ne reprend que les éléments historiques principaux nécessaires à la compréhension de l'analyse structurelle réalisée. Le descriptif détaillé de l'historique sera quant à lui présenté dans le dossier établi par l'agence Trubert.

XI^e siècle : Construction de la cathédrale, consacré en 1095, sur la base d'une église plus ancienne.

1822 : Destruction d'une partie de la tour du clocher à la suite d'un incendie.

1839 : Démolition de l'ancien clocher par l'architecte Chevillet.

1846 : Début de la reconstruction du clocher confié à l'architecte diocésain Alexandre François Épailly. Des fouilles pour les fondations sont réalisées.

1849 : Après un arrêt des travaux en 1848, les travaux sont confiés à Antoine-Nicolas Bailly.

1854 : Nouvel arrêt des travaux, le clocher est bâti jusqu'à la naissance de la toiture de la nef, des contreforts épaulent le porche.

1859-1862 : Reprise et fin des travaux de gros-œuvre.

1862 : Classement par liste aux Monuments Historiques.

1866 : Démolition de la chapelle des Pénitents (ou chapelle Saint-Etienne) sur le parvis Sud, construit sur l'ancien baptistère.

1869 : Fin de la construction du perron, de la terrasse et du mur de soutènement autour du clocher.

2019 : Démolition de l'école Perrochon

4.2.2. Évolutions historiques du parvis et du mur

Les plans d'archives ci-dessous montrent les évolutions des abords de la cathédrale :

- Le bâtiment de l'école, démoli récemment, était présent avant la construction du clocher actuel (1862),
- Le parvis sud, d'abord occupé par la chapelle des pénitents et les bâtiments de l'évêché, est libéré au cours du XIX^e siècle,
- Le bâtiment au nord-ouest a été progressivement réduit pour libérer le parvis ouest et aménager un escalier au nord du mur M1
- L'orientation des murs M2 et M3 a légèrement été modifiée avec les modifications des bâtiments de l'évêché (aujourd'hui le musée),

État en 1845, avant reconstruction du clocher

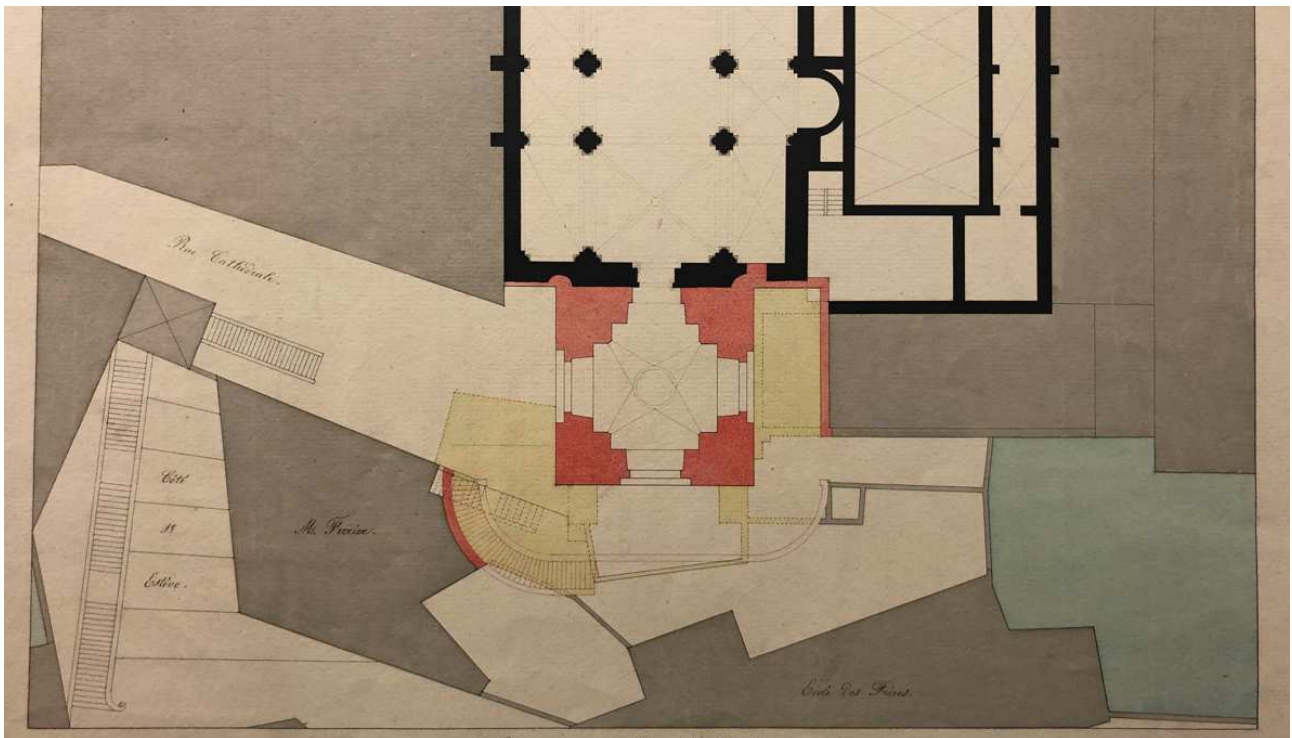


Fig 9. Projet de reconstruction du clocher montrant les abords de la cathédrale / H. Épailly [HI -01] 1845

État en 1875, après reconstruction du clocher et dégagement des abords



Fig 10. État des lieux / [HI -05] 1875

Évolutions jusqu'en 1880, réaménagement au nord-est, avec réduction de la maison Gilly

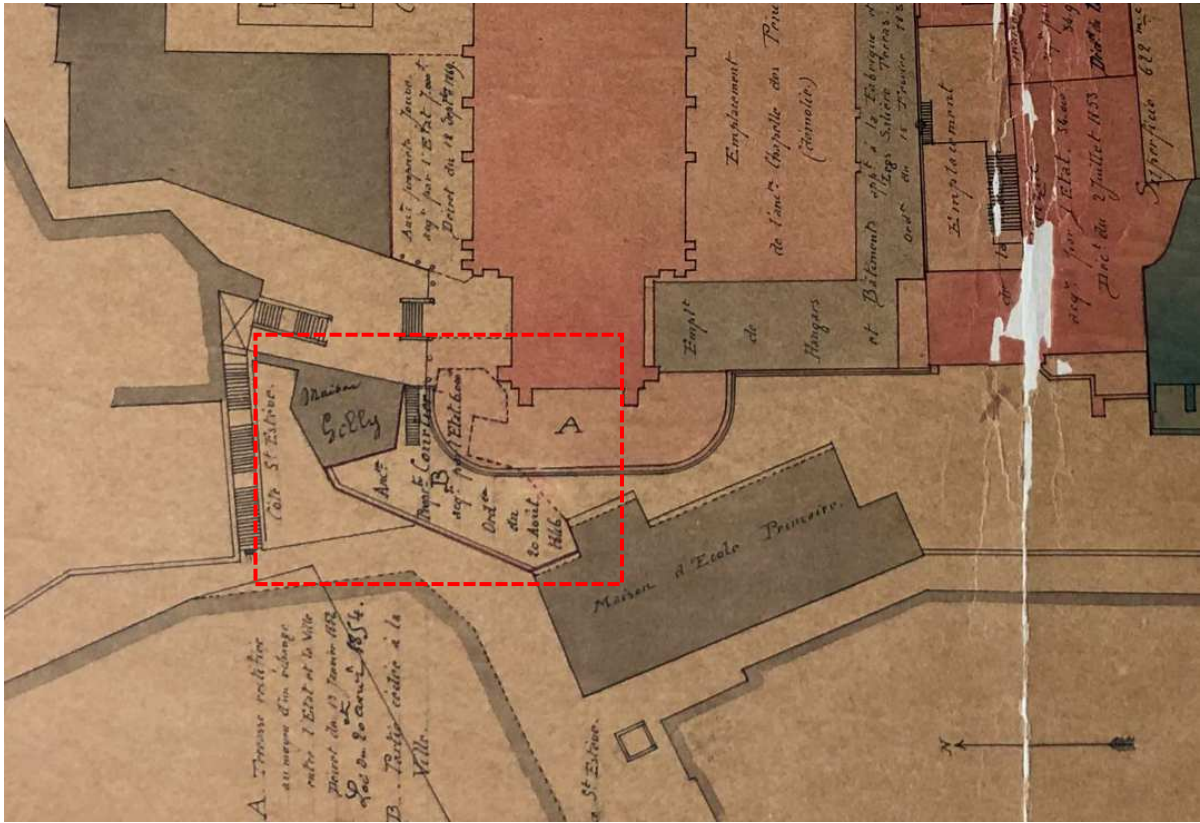


Fig 11. Plan de la cathédrale et de l'évêché de Valence, après 1880 / [HI -07]

État en 1907, après modification des bâtiments de l'évêché

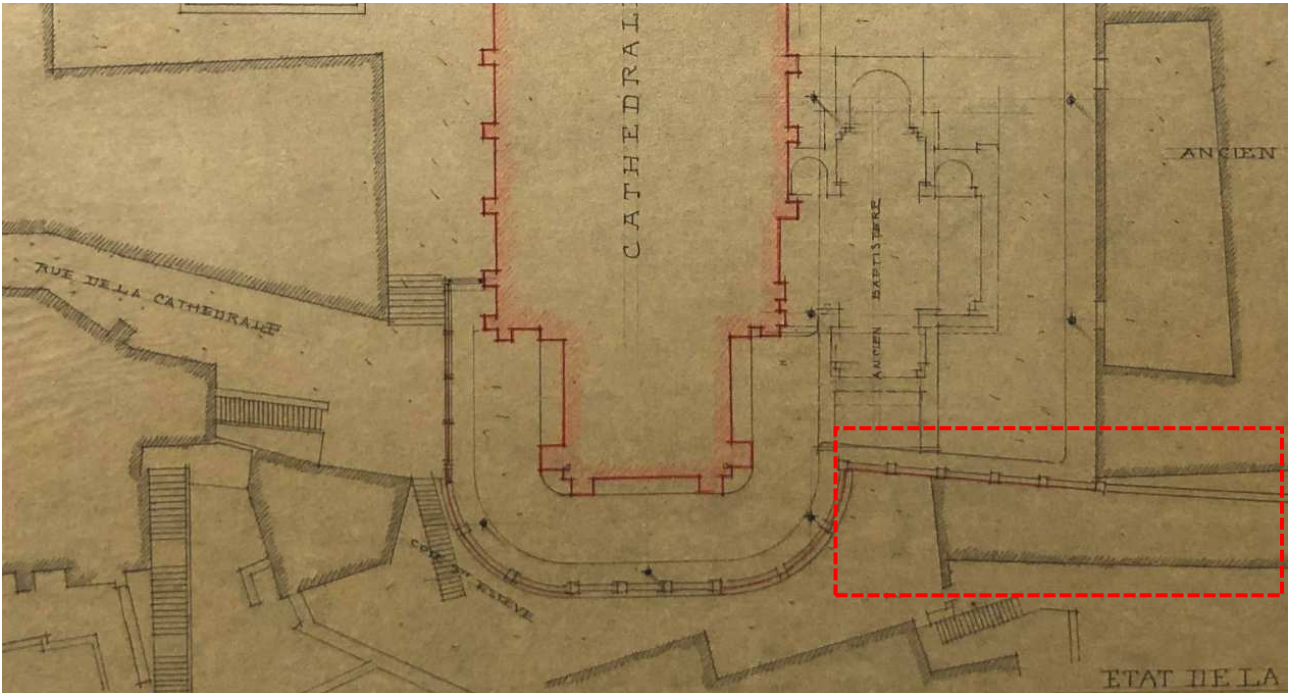


Fig 12. État des lieux / [HI -09] 1907

État aujourd'hui, après démolition de l'école

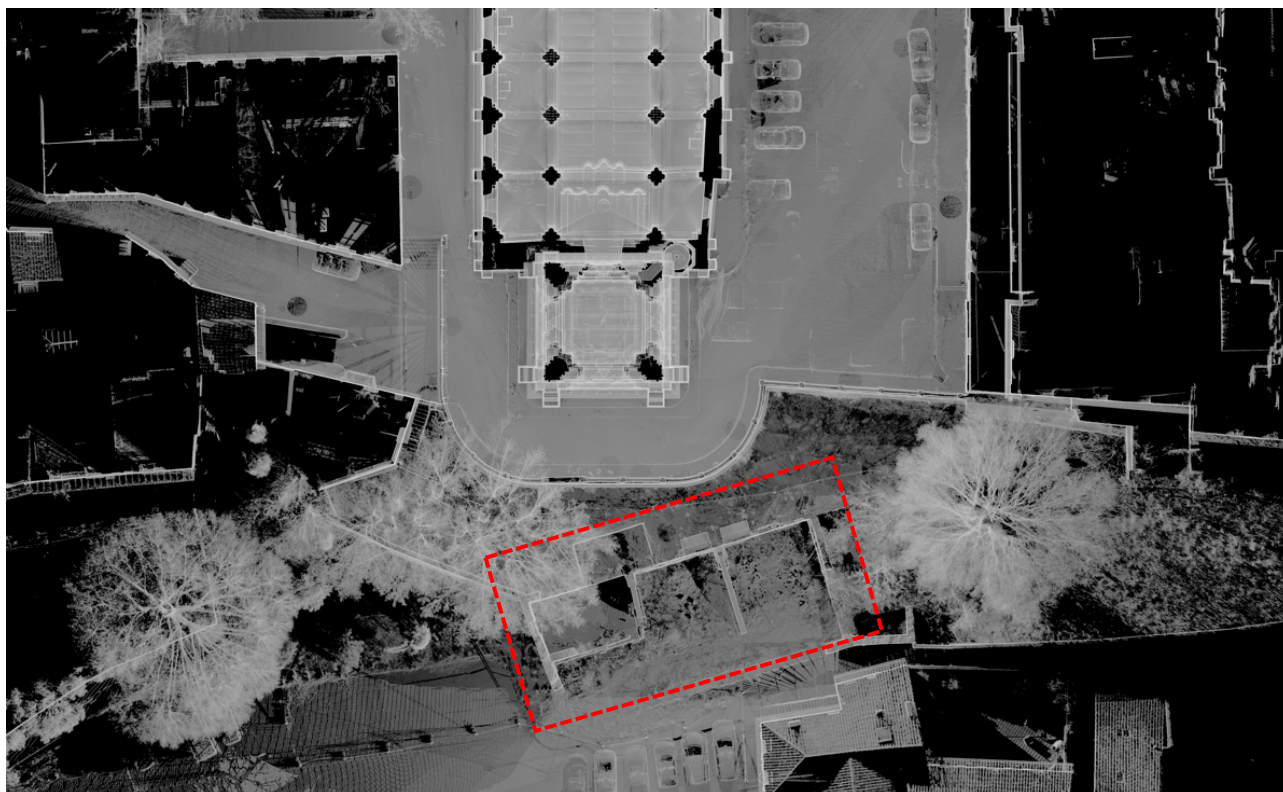


Fig 13. Orthoimage d'après relevé géomètre / AGP 2021

5. ANALYSE CONSTRUCTIVE

Se référer aux pièces graphiques présentées en annexe du présent document.

5.1. PARVIS OUEST / MUR M1

5.1.1. Ouvrages et réseaux enterrés

Nous avons repéré un puit, sur le parvis du clocher, dans l'angle sud-ouest, d'une profondeur d'environ 2,90m (cf. Fig 14). Cet « égout » est relevé sur le plan d'archive de 1892 [HI -08] (cf. Fig 15). L'exutoire de ce puit ne semble pas connu, toutefois on note que le remblai amont du mur est constitué de matériau drainant.



Fig 14. Photo de l'égout visible aujourd'hui / EQ 2021

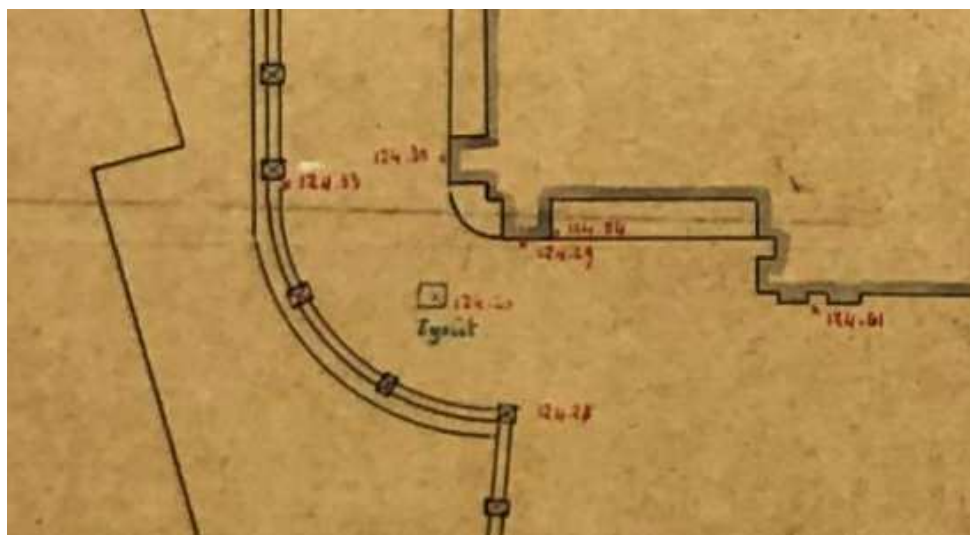


Fig 15. Extrait du plan topographique de 1892 / [HI -08]

Le rapport de SIC INFRA [ET -02] précise qu'« aucun réseau n'est présent ».

Aucune barbacane n'est en place aujourd'hui. Sur le parvis, un trottoir surélevé d'une dizaine de centimètre suit la courbure du mur sur une largeur d'1m. L'eau s'évacue probablement par l'égout repéré précédemment, ainsi que par la descente d'eau pluviale sud, le long du musée.

5.1.1. Mur de soutènement M1

Fondations

La fouille réalisée par l'entreprise Ginger en 2020 nous indique que la maçonnerie de pierre de taille visible se poursuit sur environ 65cm de profondeur sous le terrain naturel. Cette maçonnerie s'appuie ensuite sur un massif de gros béton d'au minimum 1,2m d'épaisseur. La profondeur de la semelle n'a pas été reconnue. Au moins 3 débords ont été relevé.

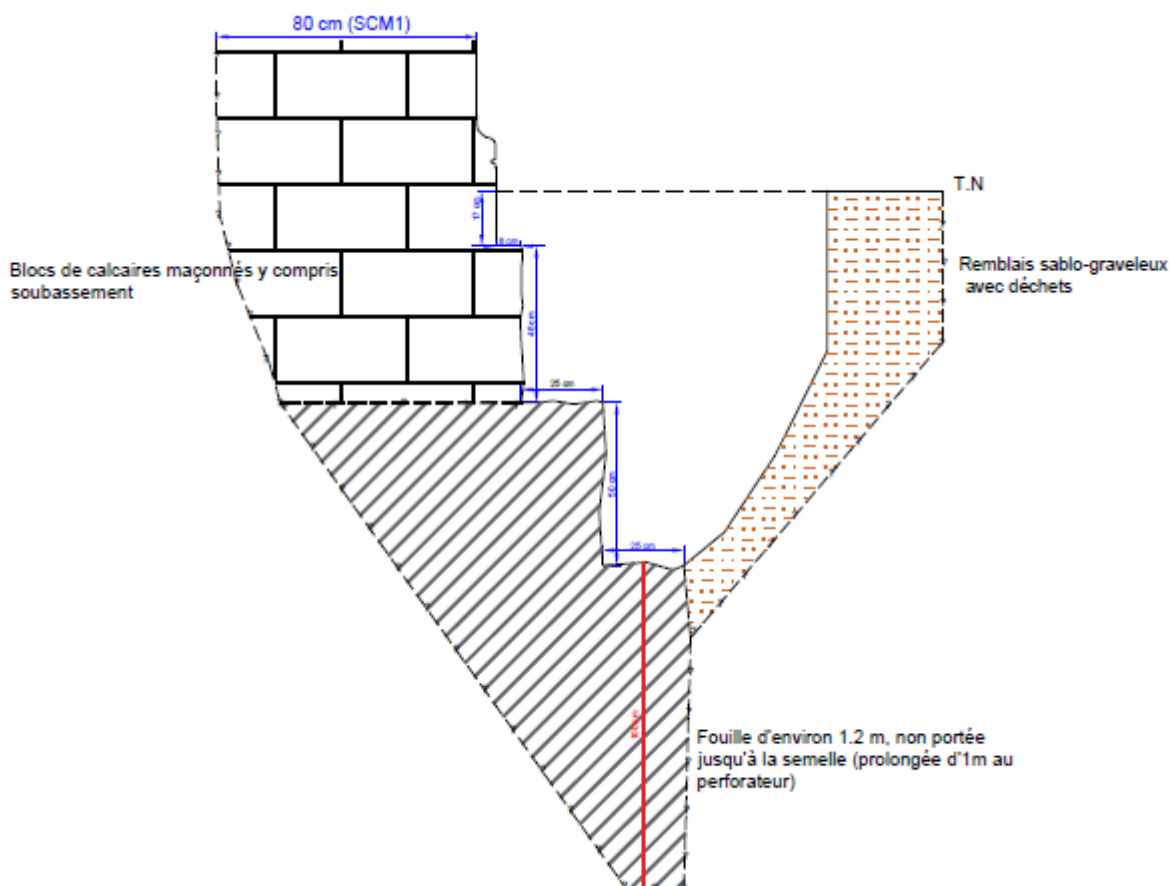


Fig 16. Relevé de la fouille F1 sur la fondation du mur M1 [ET -04] / Ginger CEBTP / Mai 2020

Mur

Le mur principal (M1) délimitant le parvis ouest est constitué d'un parement en pierre de taille à bossage de calcaire blanc. Il pourrait s'agir de pierre de Crussol, pierre utilisée pour la partie inférieure du clocher, qui lui donne son aspect très blanc. Les 8 lits de maçonnerie formant le parement sont surmontés d'une corniche et d'une balustrade également en pierre. Un soubassement mouluré d'environ 60cm forme son assise. Au total, le mur fait une hauteur de 5.90m, pour une longueur déroulée d'environ 30m.

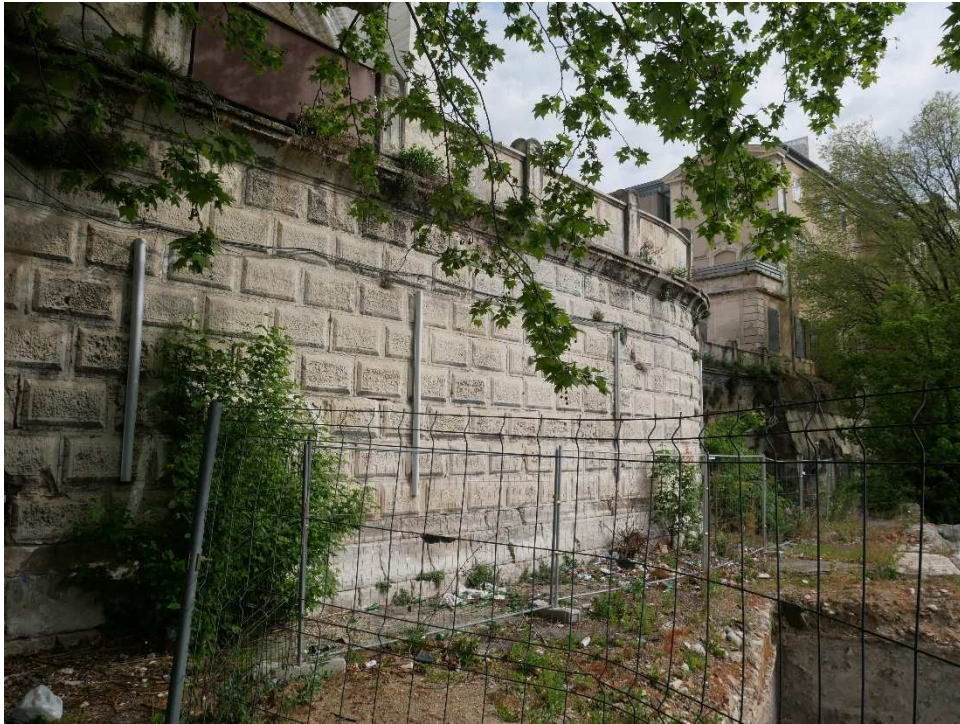


Fig 17. Photo du mur M1, bossage, corniche et balustrade / EQ 2021

La constitution du mur de soutènement avec redans amont est bien décrite dans le document d'archive de 1860 [HI -04] (cf. Fig 18). Le profil décrit deux redans de 0.25m situés à chaque tiers de la hauteur du mur. Le plan précise l'emplacement de contreforts réguliers et une épaisseur courante du mur de 1.00 à 1.60m. Cette disposition semble cependant particulièrement faible pour la hauteur de ce mur.

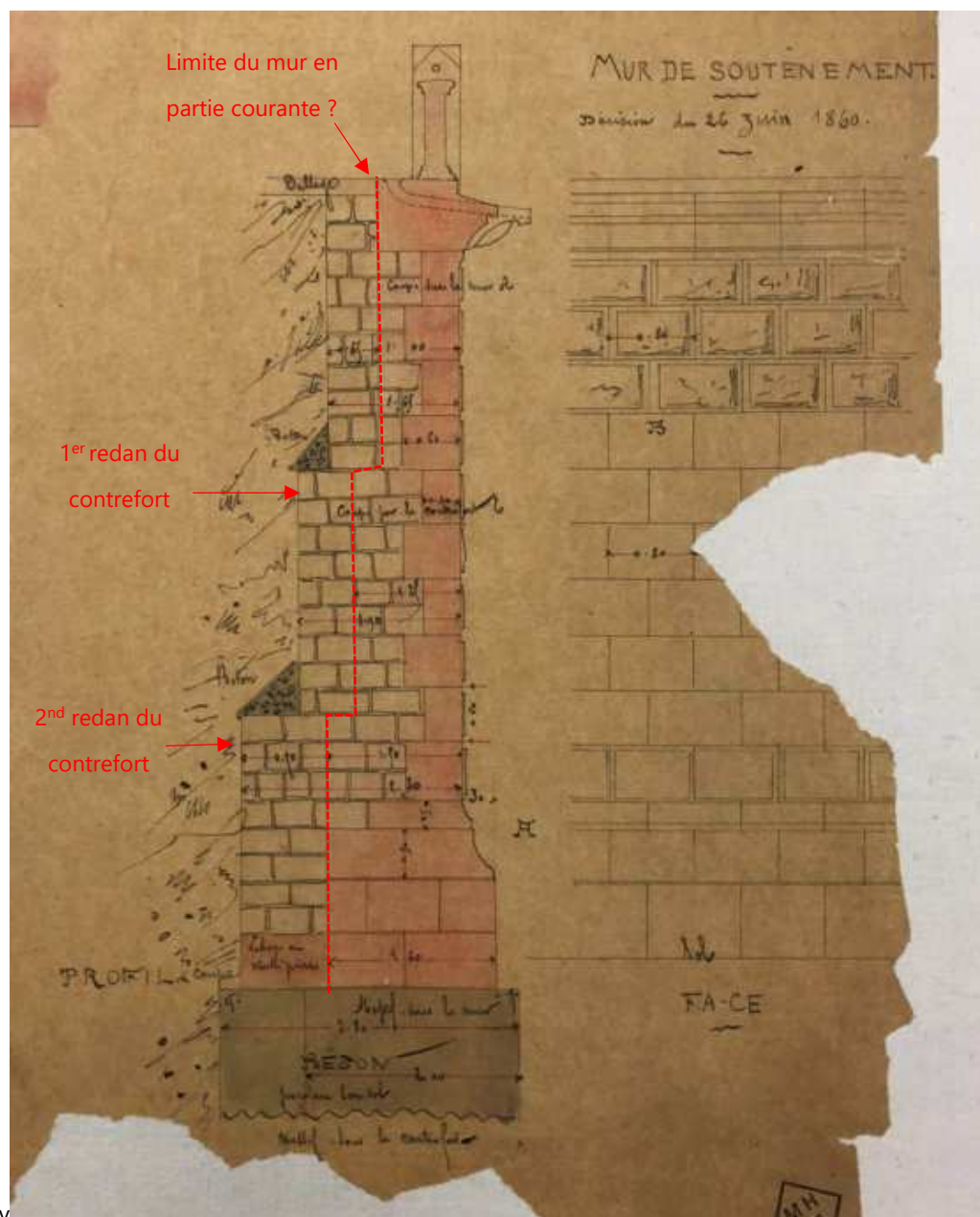


Fig 18. Coupe et Face du mur / [HI -04] 1860

Les carottages effectués par AEGIS dans la section courbe du mur ont révélé une épaisseur d'environ 2.38m en partie basse, ce qui correspond à l'épaisseur avec contrefort dans le document d'archive. Il est donc possible que la coupe ci-dessus décrive en réalité la partie courante du mur, sans contrefort, ou que l'épaisseur du mur soit majorée dans ses parties courbes. En partie haute, l'épaisseur serait d'environ 1.65m, puis un ou deux redans de 0.25m à 0.78m s'ajouteraient à partir de -3.00m.

Résultat du carottage en partie centrale

Le carottage complémentaire réalisé par AEGIS dans la partie droite du mur face au clocher a permis de confirmer l'épaisseur et de préciser la composition du mur (Fig 19). Effectué à une hauteur d'environ 2,50m, le carottage révèle probablement les épaisseurs de mur entre son premier et son second redan : épaisseur totale d'environ 1,45m, constituée d'une première couche de pierre de taille calcaire (ép.0,65m), une seconde couche de béton de galet grossier (ép.0,55m) et d'une dernière couche de pierre de taille calcaire (ép.0,25m). Ce résultat confirme la surépaisseur du mur présente dans les parties courbes du mur (carottage SC1 d'AEGIS).

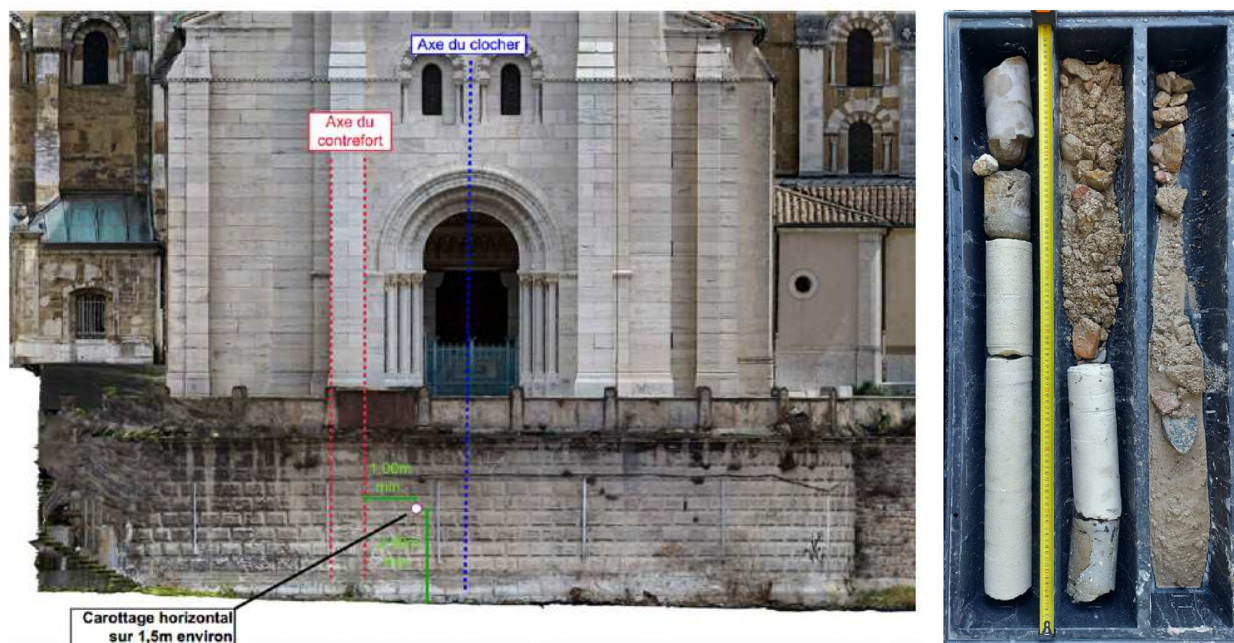


Fig 19. Emplacement et résultats du carottage complémentaire / AEGIS [ET -05] / 2022

Le profil le plus probable en partie courante est donc un mur à 2 redans, d'épaisseur allant de 1,20m en tête, à 1,45m puis 1,70m en pied, avant sa fondation (Fig 20).

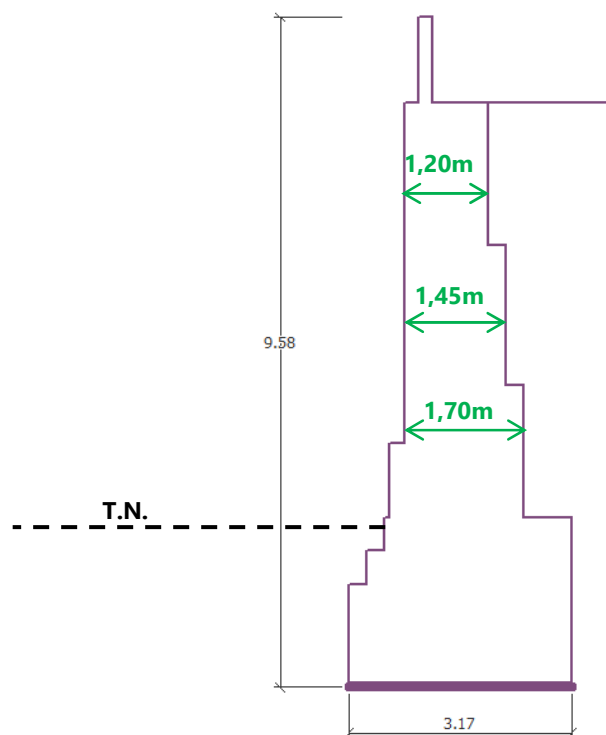


Fig 20. Profil probable du mur M1 en partie courante / EQ 2022

5.1.2. Fondations du clocher

Le clocher de la cathédrale est probablement fondé à une grande profondeur, en dessous du niveau de l'assise du mur de soutènement du parvis. En effet, en 1848, l'architecte A-F Épailly indique que les anciennes fondations du clocher n'étaient qu'à 2m dans le sol, qu'il faudrait donc les démolir et « descendre jusqu'à 11m en contrebas du rez-de-chaussée afin d'établir solidement les bases de la nouvelle construction. Un massif de béton sera coulé à l'emplacement de l'ancienne tour » [EP -01].

L'évêque de Valence Mgr Pierre indique également dans une lettre de 1848 que de l'humidité en sous-œuvre menace la façade et qu'un mouvement avait été constaté, compromettant la stabilité de la voûte et du mur [EP -01]. Des déformations de la façade ouest ont été par ailleurs relevées sur les premières travées de la cathédrale.

Les plans de projet de A. Bailly / [HI -02] indiquent que les fondations du clocher sont probablement formées d'un pourtour en maçonnerie, comblé par un remblai (cf. Fig 21).

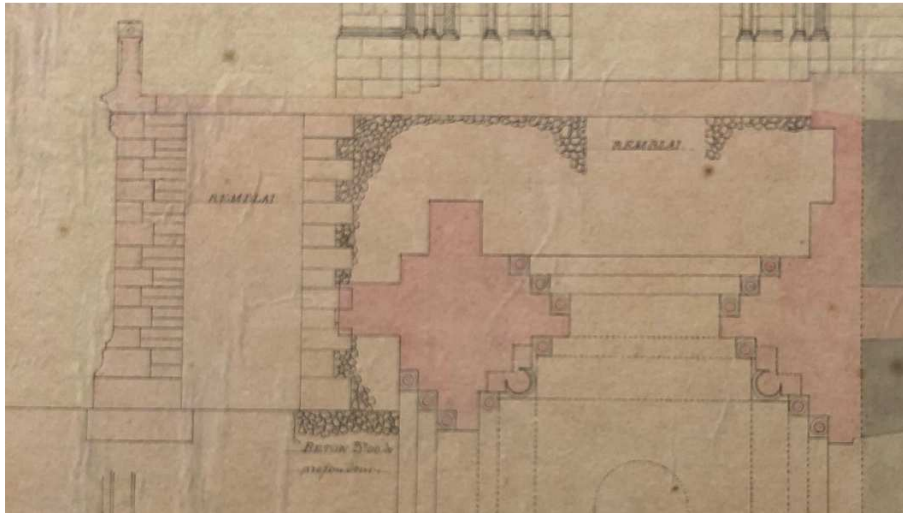


Fig 21. Plan de projet d'A. Bailly / [HI -02] 1849

Les fondations du clocher sont bien distinctes de celles du mur. En effet, la comparaison des carottes montre deux matériaux très différents : un béton de gros éléments avec matrice beige granuleuse pour le mur, et un béton de galets plus compact à matrice grise fine pour le clocher (cf. Fig 22).



SC2 : De 0 à 3 m.



SC3 : De 3 à 5.80 m.

Fig 22. Comparaison des carottages SC2 et SC3 dans les fondations des ouvrages / AEGIS [ET -04] 2021

5.1.3. Remblai du parvis ouest

La constitution du volume compris entre la fondation du clocher et la maçonnerie du mur M1 est probablement une couche de remblai mais l'épaisseur de celle-ci n'est pas certaine (cf. Fig 21).

Le carottage vertical effectuée par Ginger en 2020 [ET -03] au pied du clocher a cependant permis de mettre en avant :

- Une première couche de remblai sablo-graveleux sur une épaisseur d'environ 2.75m,

- En dessous, une couche de béton jusqu'à une profondeur d'environ -5.80m,
- Une couche de gros galets sans matrice cohérente jusqu'à environ -8.00m,
- Une dernière couche, notée « béton galet » correspondant à une couche compact de galet pris dans une matrice dur qui pourrait être à base de ciment (cf. Fig 22). Elle se prolonge probablement en profondeur, à plus de 10m de profondeur (sondages pressiométriques homogène jusqu'à -20.00m).

Cette lithologie est cohérente avec les sondages pressiométriques réalisés dans les différentes études [ET -01],[ET -02] et [ET -03]. En effet, on remarque une nette augmentation de module pressiométrique et de pression limite entre -7.00 et -8.00m, correspondant à la dernière couche décrite ci-dessus.

La couche supérieure de béton, entre -2.75 et -6.00m, n'est pas corrélée à un changement visible de matérialité dans les sondages pressiométriques à notre disposition. Il pourrait s'agir d'une disposition localisée, que l'on ne retrouve pas de manière continue sur la longueur du parvis ouest. Les essais pressiométriques évoquent en effet une couche de remblais sableux puis une couche de limons jusqu'à -6.00/-7.00m.

Le plan de projet d'Épailly de 1845 superpose le nouveau projet (en rouge) sur l'état ancien (en jaune). On distingue la présence d'une construction pourrait correspondre à l'égout toujours visible aujourd'hui (cf. Fig 14).

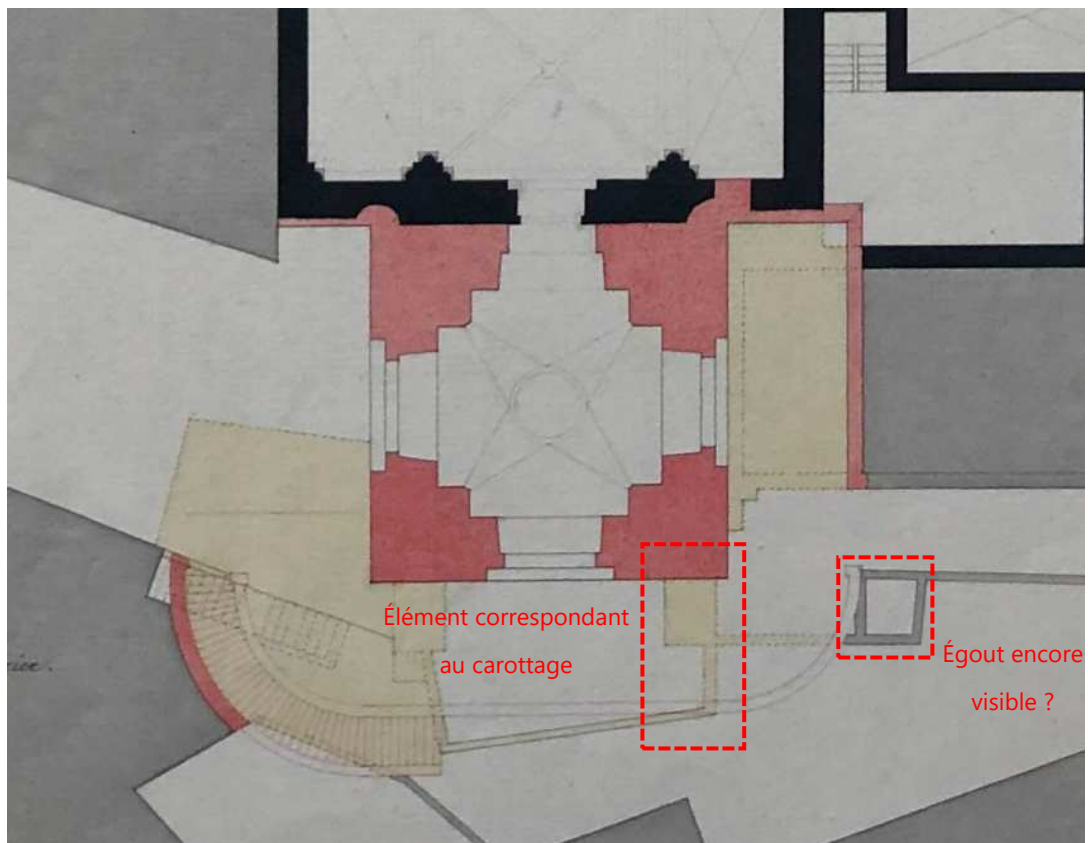


Fig 23. Extrait du plan d'Hyppolite Épailly / [HI -01] 1845

Les mêmes éléments sont également visibles sur les plans d'Antoine Bailly en 1849 du projet de reconstruction qui sera réalisé (cf. Fig 24).

Le rapport d'AEGIS [ET -04] précise enfin : « l'ensemble de la fondation du clocher est probablement en contact avec la fondation du mur de soutènement. Une liaison existe au niveau du contrefort mis en évidence. Un second contrefort symétrique dans l'axe longitudinal de la cathédrale existe certainement. »

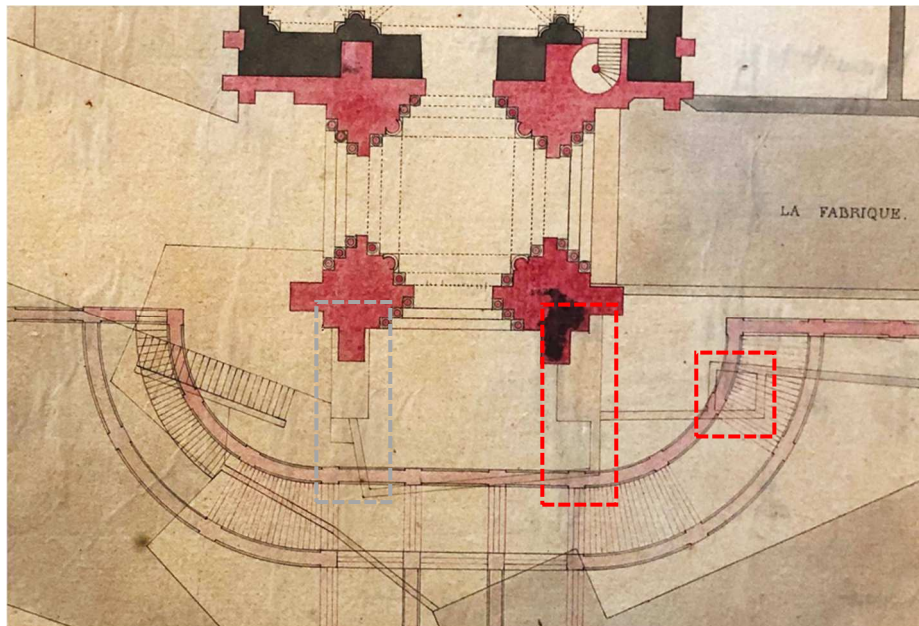


Fig 24. Plan de la reconstruction d'A. Bailly / [HI -02] 1849

Enfin, le dessin du mur de soutènement, daté de 1860, montre que le pilier du clocher et le contrefort du mur sont dans un alignement qui reprendrait cet ancien tracé (cf. Fig 25). Il est probable que la fondation du clocher soit contrebutée ponctuellement entre -2.75 et -6.00m, ce qui correspondrait au résultat du carottage.

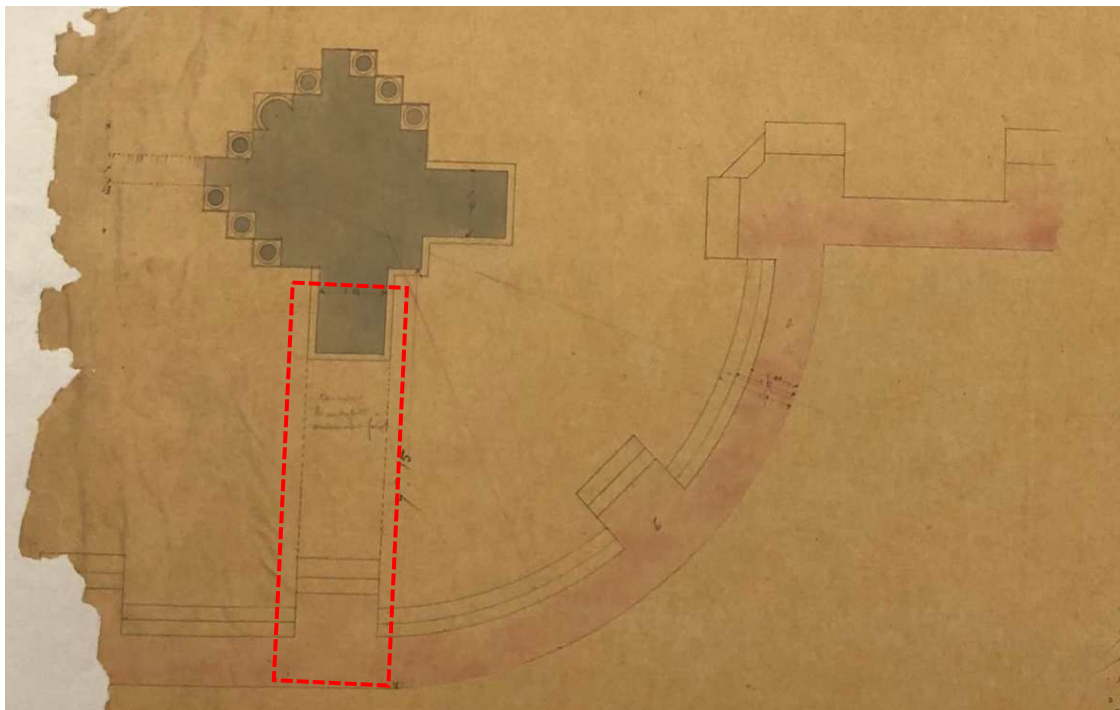


Fig 25. Plan du mur de soutènement / [HI -04] 1860

5.2. PARVIS SUD / MURS M2 ET M3

5.2.1. Ouvrages et réseaux enterrés

Seule une descente d'eaux pluviales située à l'extrémité sud du mur M3 est indiquée dans le rapport de SIC INFRA [ET -02] (cf. Fig 26).

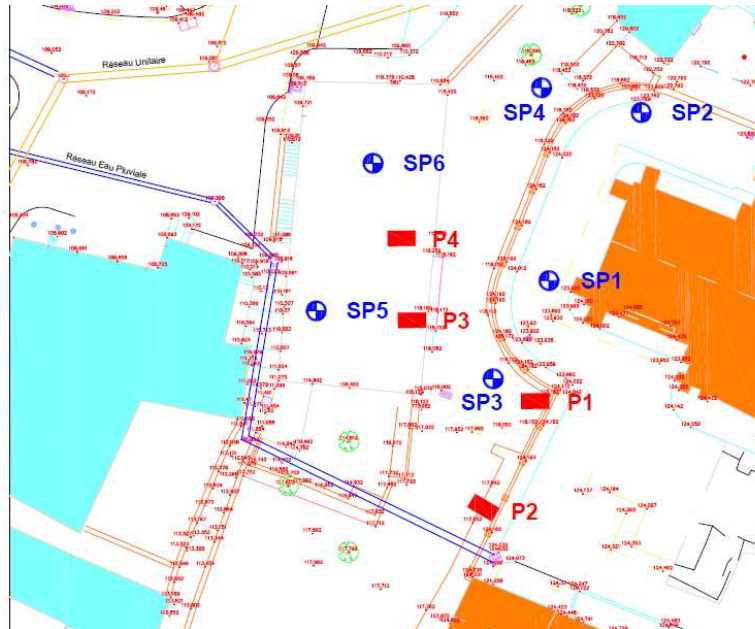


Fig 26. Réseau d'eaux pluviales en bleu sur le plan d'implantation de SIC INFRA / [ET -02] 2019

5.2.2. Fondations des murs de soutènement

La fouille de reconnaissance de fondation P1 menée par SIC INFRA, dans l'angle rentrant du mur, a été arrêtée rapidement en raison de la découverte de béton immédiatement contre le soutènement. Cela confirme néanmoins les données des archives indiquées pour le mur M1, à savoir un mur fondé sur une semelle béton dont les dimensions demeurent inconnues (cf. Fig 21 et Fig 18).

D'après SIC INFRA, la fondation au pied de l'extrémité sud du mur M3 (cf. Fig 26) est très peu profonde (fouille P2) avec une base de fondation au-dessus du terrain naturel et sans débord (cf. Fig 27). Cependant, il est probable qu'il s'agisse d'un élément ponctuel, qui nécessiterait d'être plus largement dégagé. La période de construction étant la même entre le mur M1 et ce mur, nous pouvons supposer un système de fondation semblable.

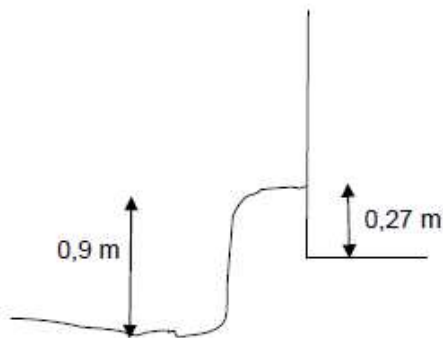


Fig 27. Reconnaissance P2 d'après SIC INFRA / [ET -02] 2019

5.2.3. Maçonnerie des murs M2 et M3

Les maçonneries des murs de la partie droite du soutènement sont de composition légèrement différente, bien que la corniche et la balustrade en partie supérieure soit identique à celle du parvis ouest, et se prolongent jusqu'à l'angle du musée de Valence (cf. Fig 28). Aucune barbacane n'est visible.

Le mur M2 est constitué d'une maçonnerie plus grossière de moellons équarris sur toute la hauteur. Un soubassement en calcaire blanc est visible en partie basse, d'un seul lit de pierre de taille, mais sans que les moulures du soubassement M1 se prolongent.

Le mur M3 est pour sa part en pierre de taille, sans soubassement visible. Il s'agit certainement de molasse de couleur orangé (grès calcaire friable), mais avec une certaine hétérogénéité sur l'ensemble du parement.

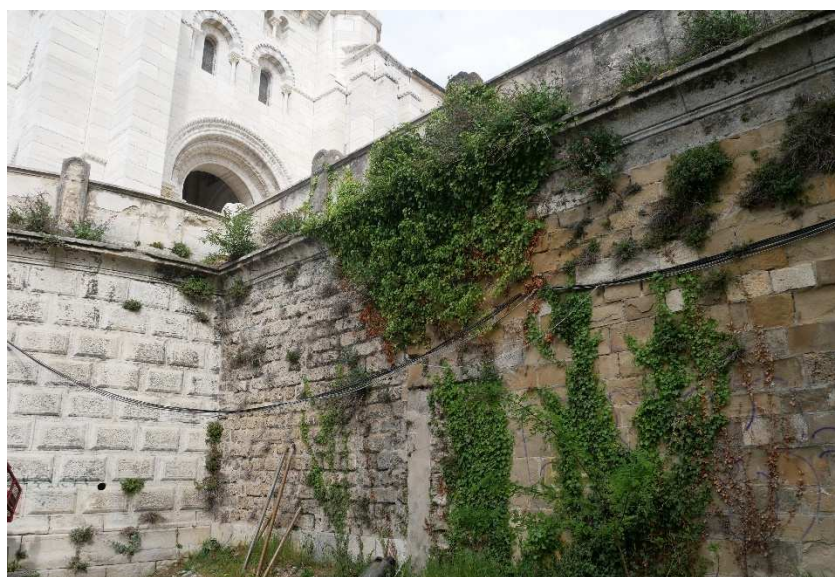


Fig 28. Parements des murs M2 et M3 / EQ 2021

5.3. CLOCHER DE LA CATHÉDRALE

5.3.1. Fondations

Le clocher est probablement fondé par un massif maçonné descendant à environ 7m de profondeur, lui-même en appui sur une semelle de gros béton (cf. chap. 5.1.2).

5.3.2. Superstructures

Le clocher est principalement constitué d'une maçonnerie de pierre de taille, couvert par une charpente métallique et une couverture de cuivre. De plan carré, il s'élève à environ 44m au-dessus du parvis.

Façades

Les façades sud, ouest et nord sont sensiblement identiques, et trois niveaux se distinguent :

- Un niveau bas, constitué de 4 piliers d'angle à deux contreforts, dont deux accolés à la façade ouest de la nef, en pierre calcaire blanche (pierre de Crussol). Chaque façade est formée d'une ouverture en plein cintre formant le porche, à trois voussures et piédroits à triple colonnettes. Elle est surmontée d'abord de deux petites baies en berceau, chacune surmontée de double niches aveugles en berceau, séparé par une colonnette. Une corniche termine cette section au niveau du faîtage de la nef. L'escalier à vis conduisant au niveau supérieur forme une tourelle distincte dans le pilier sud-est.
- Le niveau intermédiaire est une façade pleine, en pierre calcaire jaune (molasse), et prolonge la façade et les contreforts du niveau bas, légèrement en retrait. Seules deux meurtrières alignées verticalement constituent les ouvertures de ce niveau. Une seconde corniche délimite ensuite le niveau supérieur.
- Enfin, le niveau supérieur de la façade composé de trois ouvertures en plein cintre dont les piédroits sont formés de colonnes engagées. Ces ouvertures donnent sur le clocher et sont occupés par des abat-sons de bois. Une dernière corniche surmonte ce niveau.



Fig 29. Vue de la façade sud du clocher / EQ 2021

Planchers

Le plancher haut du porche (au niveau RDC) est une coupole sur pendentif d'environ 6.76m de diamètre, dont les arcs en plein-cintre repose sur les piliers du RDC. Son épaisseur à la clé est d'environ 30cm. Un remblai est probablement en place au niveau des reins.



Fig 30. Coupole sur pendentif en plancher haut du RDC / EQ 2021

Les planchers hauts des étages supérieurs (deux niveaux) permettant d'accéder au beffroi sont des planchers bois. Le plancher inférieur est constitué de 4 poutres principales, empochées dans les maçonneries, sur lesquelles reposent des poutres secondaires (deux en partie centrale, une seule sur les côtés) reprenant ensuite un simple parquet sur solive. Cette disposition permettait de conserver une ouverture centrale pour le fonctionnement des cloches.

Le plancher supérieur est composé de trois poutres principales, reposant sur les maçonneries par empochement au centre et par l'intermédiaire de gousset oblique dans les angles. Ces poutres reprennent ensuite directement les solives, sur lesquelles est posé le parquet.



Fig 31. Appui des poutres du plancher supérieur sur les maçonneries d'angles / EQ 2021

Beffroi

Le beffroi est une structure bois composé de deux travées de cloches dans l'axe nord-sud sur deux niveaux, défini par trois niveaux de poutraison horizontale. Les travées sont encadrées par des « panneaux » de deux poteaux latéraux verticaux ainsi que par des triples croix diagonales placées dans le plan nord-sud (axe du mouvement des cloches). Le sens est-ouest est contreventé par des croix toute hauteur placées le long des façades.

La poutraison basse du beffroi correspond aux poutres du plancher supérieur précédemment décrit.

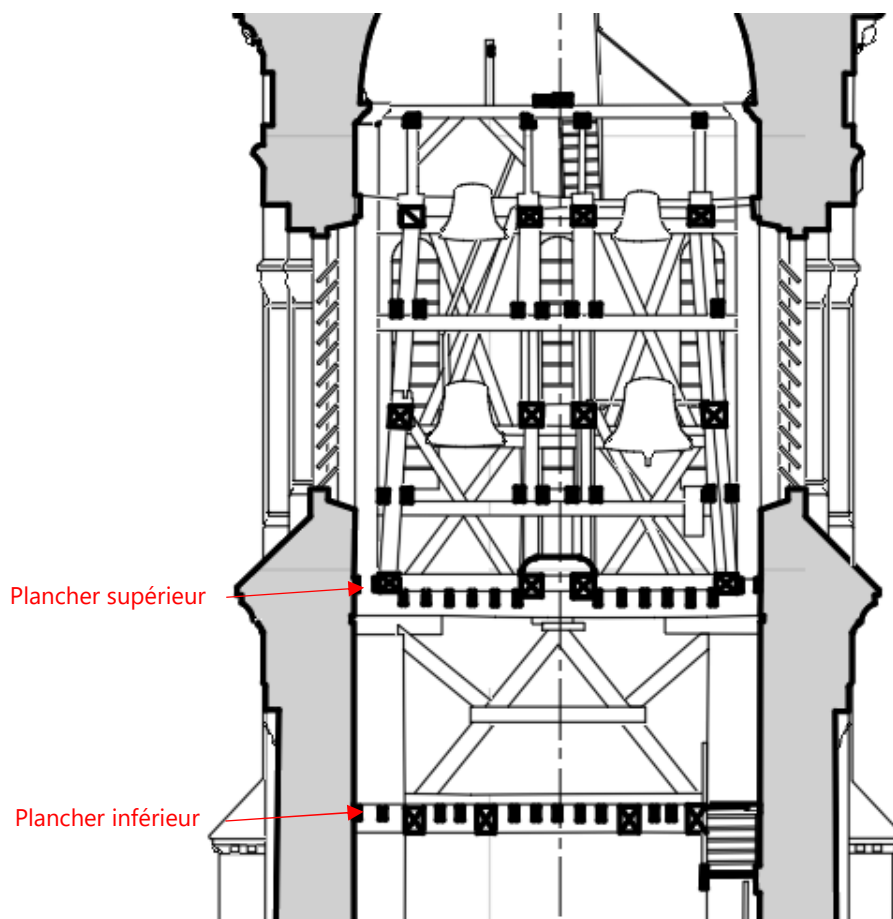


Fig 32. Coupe est-ouest sur le beffroi / AGP 2021

Charpentes

Nous n'avons pas pu accéder à la charpente, néanmoins il s'agit probablement d'une charpente métallique constituée de quatre fermes métalliques rayonnantes entrecroisées (visible depuis le plancher supérieur du beffroi). Les cerces inférieures supportant une coupole de plâtre sont visibles en sous-face. La couverture est en cuivre.

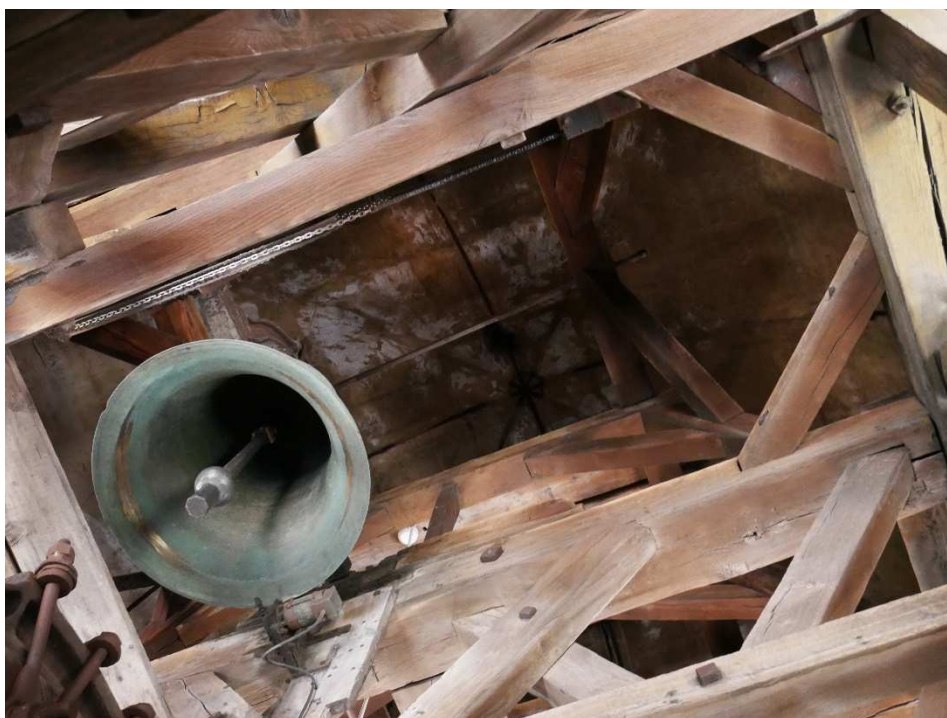


Fig 33. Ceres métalliques visibles en sous-face de la coupole de plâtre / EQ 2021

6. ANALYSE DES DÉSORDRES ET DÉFORMATIONS

Une synthèse graphique des désordres relevés sur site est présentée en annexe au présent document, auquel il convient de se référer pour compléter la description ici faite.

6.1. DÉSORDRES

6.1.1. Fissures dans le mur de soutènement

Des fissures ont été constatées dans le mur de soutènement M1, dont l'ouverture varie autour d'une dizaine de millimètres. Les deux fissures les plus importantes sont obliques et partent de la corniche en descendant vers la droite. Elles se situent aux extrémités de la partie centrale rectiligne.



Fig 34. Vue de la partie courbe nord fissurée / EQ 2021

6.1.2. Végétation envahissante

Une végétation importante s'est développée au pied des murs M2 et M3, dans les joints des parements ainsi que sur la corniche supérieure. Concernant le mur M1, les joints sont relativement préservés de la végétation mais nous avons repéré le développement important d'arbustes en pied de mur et sur la corniche.



Fig 35. Végétation envahissante sur les corniches et les parements des murs M2 et M3 / EQ 2021

6.2. DÉFORMATIONS

Un tassement peu marqué a été remarqué dans la moitié nord du mur, de l'ordre de 2 à 3 cm au niveau de la corniche. Nous avons également mesuré un léger dévers d'environ 1cm de la tête du mur vers l'extérieur. Ce dévers est peu significatif à l'échelle du mur.

6.3. ÉVOLUTIVITÉ DES DÉSORDRES ET DÉFORMATIONS

Une instrumentation du mur M1 a été réalisée par l'entreprise OSMOS. Le suivi a été fait sur une période de 18 mois, du 25/03/2019 au 08/10/2020. Au total, le mur a été équipé de 3 inclinomètres et 6 extensomètres à corde optique. Le rapport [ES -01] conclut sur cette période n'avoir pas repéré de « *dérive rapide ou inquiétante, la majorité des variations s'expliquant par les variations de température.* »

7. RÉSULTATS DES CALCULS

Le détail de la méthode de vérification, des hypothèses et des résultats de calculs sont présentés dans la note de calcul en annexe. Nous reprenons ici les principaux résultats.

7.1. HYPOTHÈSES DE CALCUL

7.1.1. Modèle géotechnique

Le modèle géotechnique adopté pour les calculs est issu des études géotechniques à notre disposition, notamment sur la base des coupes interprétatives fournies par AEGIS et des résultats de leurs carottages.

Les autres sondages géotechniques à notre disposition sont résumés ci-dessous.

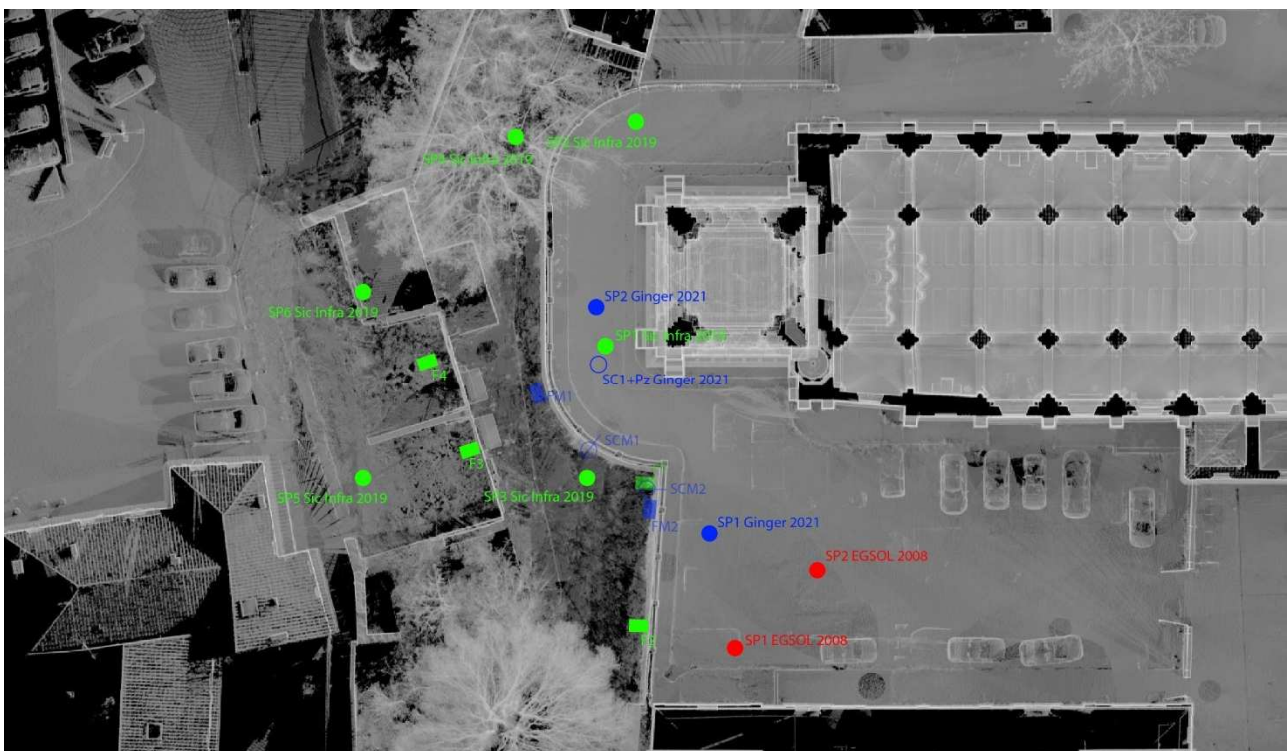


Fig 36. Synthèse des études géotechniques à notre disposition (en demi-teinte les sondages réalisés dont nous n'avons pas les résultats) / EQ 2021

7.1.2. Matériaux

Les paramètres géomécaniques résultants de l'étude de AEGIS sont les suivants :

Les paramètres géomécaniques suivants sont issus des sondages réalisés (différentes campagnes) et de l'expérience dans des terrains similaires :

Lithologie	γ_h (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)	pl^* (MPa)	α
Remblais du parvis et terrains de couverture aval	18	0	35	0.5	0.3	(1)
Massif en maçonneries	24	200	100	-	-	-
Massif en béton	20	200	100	-	-	-
Béton grossier de remplissage	20	100	100	64.8	2.5	2/3 (2)
Mur de soutènement en maçonneries	24	100	50	-	-	-
Alluvions compactes	22	10	35	21.3	2.1	1/4 (3)

Notations :

- γ_h : poids volumique humide ;
- c' : cohésion effective (paramètre long terme) ;
- ϕ' : angle de frottement interne effectif (paramètre long terme) ;
- E_m : Module pressiométrique de Ménard ;
- pl^* : pression limite nette ;
- pf^* : pression de fluage nette ;
- α : coefficient rhéologique de Ménard ;
- Q_s : contrainte de frottement latéral unitaire ;

(1) : Les essais pressiométriques sont trop faibles pour pouvoir caractériser réellement le matériau ;

(2) : D'après NF P94-262 : Hypothèse de rocher très altéré.

(3) : D'après NF P94-262 : Hypothèse de graves.

Fig 37. Caractéristiques des matériaux d'après [ET -04] / AEGIS 2021

7.2. VÉRIFICATION DU MUR

7.2.1. Type de calcul

Les vérifications effectuées ont pour objet le mur M1, au droit du clocher, sur lesquels de légers désordres ont été relevés. Les murs M2 et M3, dont la situation est semblable au droit du parvis sud, n'ont pas fait l'objet de calculs, à la vue de leur bon état sanitaire.

Les calculs ont pour but de vérifier la stabilité des murs en situation existante et projet (avec le chargement d'un véhicule pompier circulant en partie amont). Ils ont été réalisés à l'aide du logiciel de calcul aux Eurocodes GEO 5.

La géométrie amont du mur n'étant que partiellement connue, 4 géométries ont été calculées selon les données issues des archives et des études géotechniques.

7.2.2. Résultats

Situation existante

Les calculs en situation existante ont montré que seule la géométrie la plus défavorable n'était pas vérifiée selon un calcul normatif avec pondération aux Eurocodes.

Cependant, en considérant une situation qui permet d'approcher au mieux la réalité du terrain, nous avons réalisé des calculs sans pondérations des valeurs de charges. Cette situation plus réaliste mais non normative permet de montrer que la stabilité du mur est vérifiée même avec la géométrie la plus défavorable (en considérant le dépassement du taux d'excentricité acceptable car $<10\%$).

Cas de charge		Sans chargement	Charge de foule 500kN/m ²
Stabilité	Renversement	79.4%	85.6%
	Glissement	59.8%	63.2%
Capacité Portante	Portance	54.9%	79.0%
	Excentricité	109.0%	121.2%
Maçonnerie (<u>en</u> pied de mur)	Cisaillement	0.0%	0.3%
	Flexion-compression	1.2%	1.2%
	Flexion	28.6%	28.1%

Taux de sollicitation du mur sans contrefort, cas réaliste

Fig 38. Résultats des calculs sous charges non pondérées, pour la géométrie la plus défavorable / EQ 2021

Situation de projet (charge de véhicule type G, 90 tonnes à l'essieu)

L'incertitude existante sur l'épaisseur du mur en partie droite ne nous permet pas de justifier le mur en situation de projet. De façon générale, des dépassements des taux de sollicitations (renversement et capacité portante) ont été observées systématiquement dans les cas de chargement avec un essieu au plus près du mur (Cas Q1). Les autres cas de charge sont vérifiés.

Les résultats obtenus avec la géométrie la plus probable (mur à trois redans, ajusté selon résultats du carottage), sont présentés ci-dessous :

Pour rappel : Largeur du mur 1.65m/2.015m/2.38m

Cas de charge		Sans chargement	Surcharge d'essieu Q1	Surcharge d'essieu Q2	Surcharge d'essieu Q3
Stabilité	Renversement	78.7%	125.4%	82.6%	85.1%
	Glissement	58.3%	70.3%	59.9%	61.6%
Capacité Portante	Portance	45.8%	187.0%	47.8%	49.4%
	Excentricité	70.9%	131.1%	75.7%	78.7%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.0%	16.1%	0.0%	0.3%
	Compression	1.4%	1.3%	1.4%	1.4%
	Flexion-compression	38.4%	28.0%	38.4%	38.3%

Taux de sollicitation du mur avec ajustement de l'épaisseur

Fig 39. Résultats des calculs en situation de projet pour la géométrie la plus probable (partie courbe) / EQ 2021

Dans l'hypothèse d'une charge de véhicule de pompier situé au plus près du mur, des renforcements sont à envisager pour garantir la stabilité du mur de soutènement. Cependant, en limitant la proximité des véhicules en bord de mur, les taux de sollicitations peuvent également être limités (dans le cas ci-dessus, 40cm permettent d'obtenir un taux maximal à 100%).

Une vérification de la géométrie en partie droite du mur sera nécessaire avant d'envisager les renforcements.

7.3. DESCENTE DE CHARGE DU CLOCHER

La descente de charge du clocher sur le massif de fondation a été approchée à l'aide des documents graphiques fournis par AGP [RG-01][RG-02], ainsi que par nos relevés sur site. Le détail du calcul est présenté dans la note de calcul en annexe de ce rapport.

7.3.1. Hypothèses

La descente de charge réalisée intègre les charges permanentes liées à la toiture métallique, aux éléments du beffroi, aux planchers bois, à la coupole maçonnée du porche, aux maçonneries des façades et contreforts ainsi qu'aux massifs de fondations.

Les éléments bois sont en chêne massif, de poids volumique 6.4kN/m^3 .

Le poids volumique des maçonneries est égal à 24kN/m^3 .

Le poids volumique du gros béton de fondation est égal à 20kN/m^3 .

7.3.2. Résultats

Le tableau suivant résume les principaux résultats.

	Profondeur (Niveau 0 à 124.00 NGF) [m]	Charge [tonne]	Contrainte équivalente [MPa]
<i>En pied de pilier (charge par pilier)</i>	+0.70	1190	0.44
<i>Sous le massif maçonné (charge totale)</i>	-6.80	8853	0.39
<i>Sous la fondation béton (charge totale)</i>	-10.00	11543	0.32

Nota : Les valeurs indiquées sont données sans pondération.

7.4. CALCUL SUR GÉOMÉTRIE D'APRÈS CAROTTAGE COMPLÉMENTAIRE

Le carottage complémentaire réalisé en février 2022 a permis de confirmer la géométrie courante du mur. Un calcul a été réalisé d'après le profil ci-dessous, pour les chargements existants et projeté. Les autres paramètres n'ont pas été modifiés.

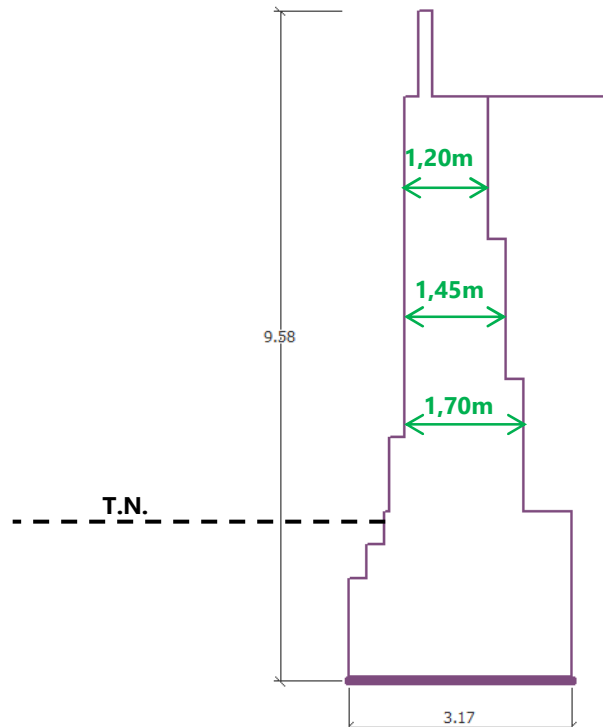


Fig 40. Profil ajusté pour le calcul complémentaire / EQ 2022

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		Sans chargement	Charge d'essieu Q1 (défavorable)	Charge de foule 500kN/m ²
Stabilité	Renversement	81.4%	130.3%	87.4%
	Glissement	61.7%	74.1%	64.7%
Capacité Portante	Portance	75.0%	137.7%	82.2%
	Excentricité	66.7%	392.5%	72.4%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.1%	22.0%	0.4%
	Flexion-compression	1.6%	1.5%	1.6%
	Flexion	34.0%	23.6%	33.8%

Fig 41. Taux de sollicitation du mur selon cas de chargement projeté

Les résultats indiquent que les charges liées à la circulation d'un véhicule pompier à l'amont du mur ne sont pas acceptables en l'état.

8. DIAGNOSTIC

Les désordres et déformations au niveau des maçonneries du mur de soutènement sont faibles et ne présentent pas de risque important pour la stabilité du mur en l'état. Le léger tassement remarqué dans la partie courbe au nord et se prolongeant sur les 2/3 de la partie droite est probablement à l'origine des fissures obliques visibles dans le parement, sans caractère de gravité.

Ces déformations peuvent être attribuées soit à **une légère décompression du sol à l'aval du mur, soit à l'apparition d'une poussée hydrostatique en amont** lié à un défaut du système de drainage. Elles ne semblent en aucun cas liées à la démolition de l'école Perrochon en aval du mur, ces désordres étant probablement antérieurs à cet événement, le système de surveillance confirmant l'absence de dérive.

Les mouvements de ce mur sont néanmoins à surveiller par la suite, notamment en fonction du devenir de la parcelle de l'ancienne école (aménagement taluté, ouvrage de soutènement, etc.).

L'épaisseur exacte du mur n'ayant pas pu être confirmée par les études réalisées, la stabilité du mur dans l'hypothèse de la circulation de charge de véhicule pompier en amont devra être confirmé après vérification de son épaisseur au niveau de la section droite. **En l'état, les surcharges prévues ne sont pas acceptables sans renforcement du mur de soutènement.**

Après confirmation de l'épaisseur du mur en partie courante, les résultats de calcul ont confirmé que la stabilité du mur n'est pas assurée dans le cas d'une circulation de véhicule pompier (critère de renversement et de poinçonnement du sol dépassé).

9. PHILOSOPHIE D'INTERVENTION

En l'état actuel, l'état sanitaire du mur de soutènement ne présente pas de risque à court terme vis-à-vis de sa stabilité ou de son dimensionnement. Seuls des travaux d'entretien et de petite restauration sont à prévoir :

- La reconnaissance et le curage du système de drainage des eaux en amont est nécessaire pour garantir l'absence de poussée hydrostatique sur le mur,
- Le rejointoiement des maçonneries de parement,
- Une dévégétalisation de la face aval, notamment des corniches.

Notre analyse calculatoire, basé sur les études géotechniques et les archives à notre disposition, a cependant montré des défauts de stabilité dans le cas de surcharges liés à la circulation de véhicule de catégorie G à l'amont du mur. Dans l'optique de chargement en amont, l'option d'une substitution du remblai amont par un remblai non-poussant (type béton non-armé) associé à un écran drainant entre mur et massif de fondation du clocher est à envisager. Cette solution est à privilégier car elle permet d'éviter des travaux plus lourds de reprise en sous-œuvre, en interaction avec les fondations du clocher, qui pourrait modifier le comportement géotechnique actuel du site.

10. PRÉCONISATIONS D'ÉTUDES ET D'INVESTIGATIONS COMPLÉMENTAIRES

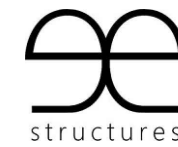
Les études suivantes devront être réalisées dans le cadre des phases ultérieures pour confirmer les conclusions du diagnostic et préciser les préconisations en regard du projet :

- Repérage des évacuations d'eaux pluviales, notamment l'exutoire du puit visible sur le parvis ouest.
- Carottages supplémentaires en partie courante du mur (partie droite en pied de clocher), pour vérification de l'épaisseur en partie haute et intermédiaire. [Réalisé](#)

12. ANNEXES

12.1. ANNEXE 01 / PIÈCES GRAPHIQUES

12.2. ANNEXE 02 / NOTE DE CALCUL



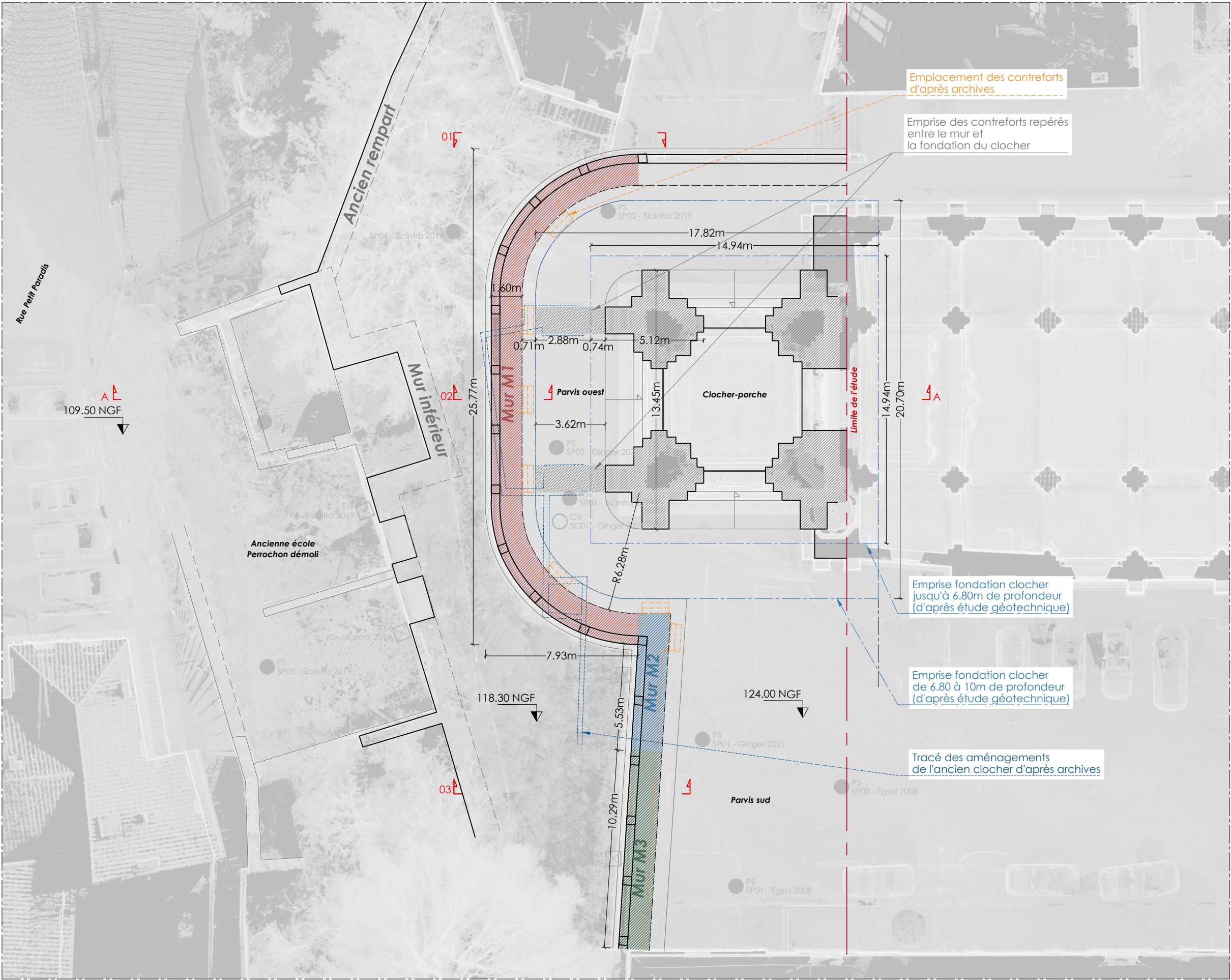
Ville de Valence
Département technique et Aménagement,
Direction Urbanisme et Développement Urbain,
Place de la liberté
26021 VALENCE

Pièces graphiques - Phase DIAG

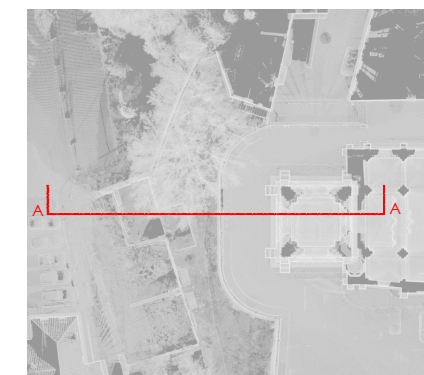
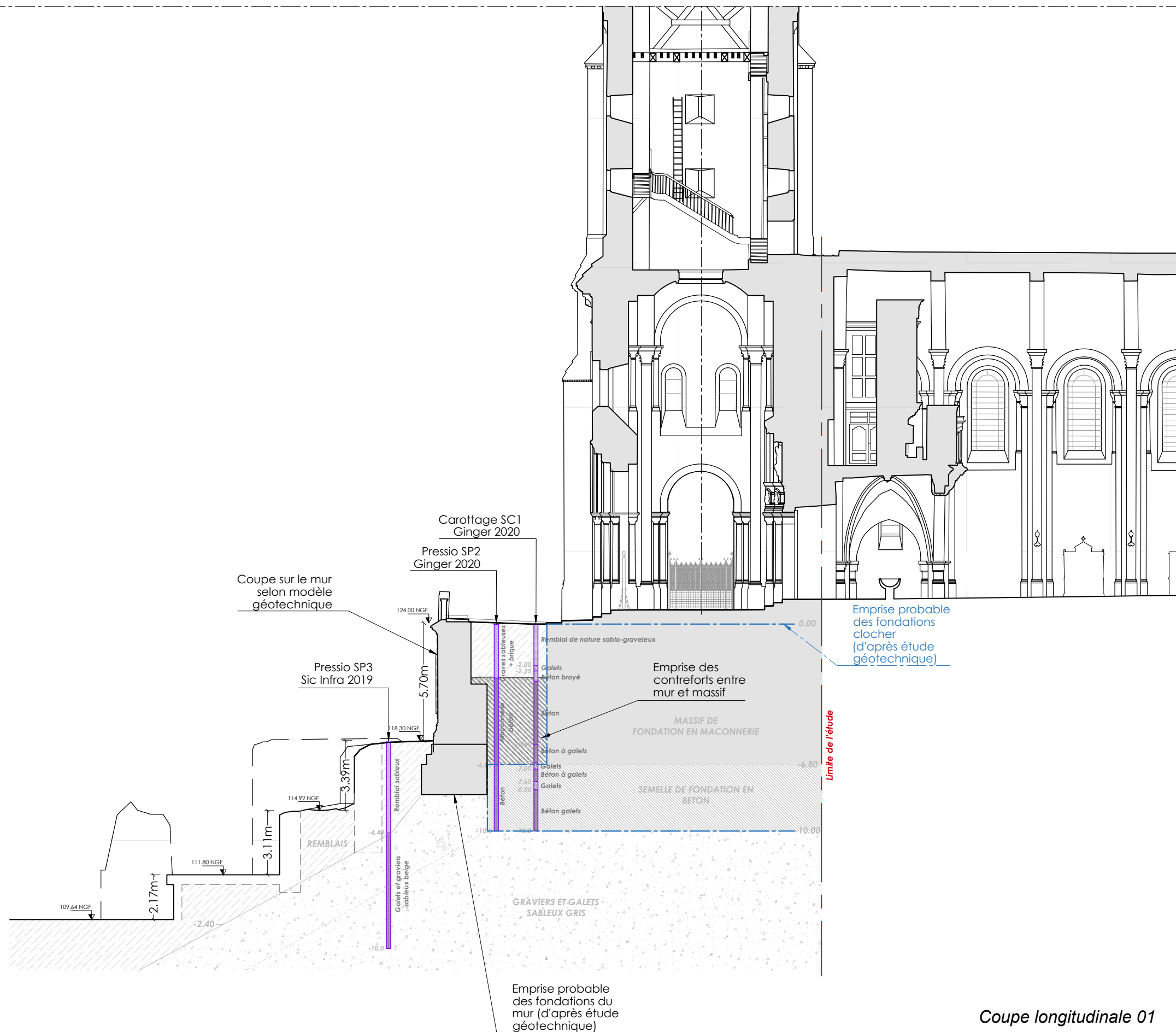
VALENCE / Cathédrale Saint-Apollinaire
Diagnostic structurel du mur de soutènement supérieur du parvis
Annexe 01 au Rapport n°21-016-01 - Ind.A



Paris, le 26 juillet 2021,



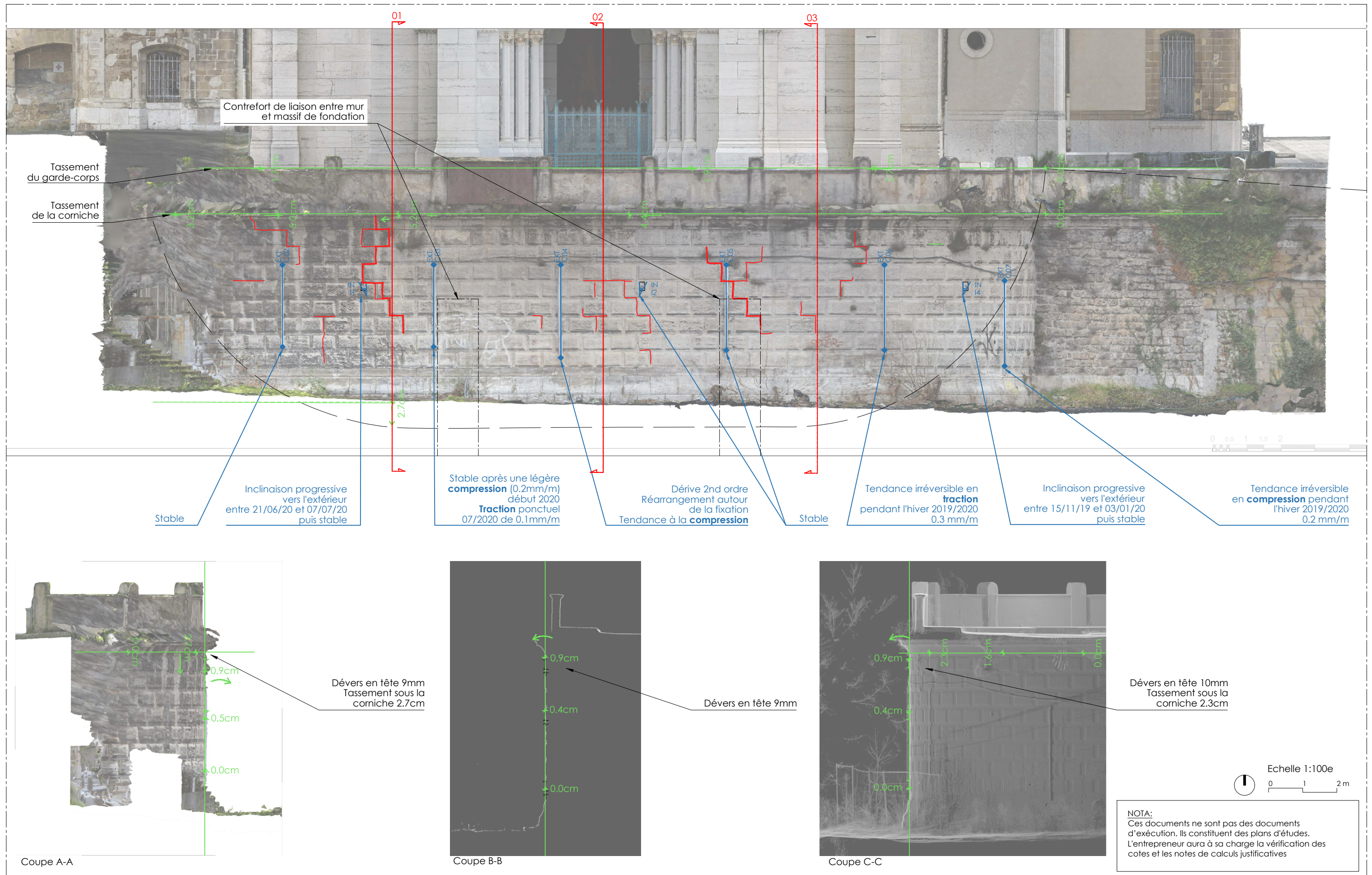
NOTA:
Ces documents ne sont pas des documents d'exécution. Ils constituent des plans d'études. L'entrepreneur aura à sa charge la vérification des cotes et les notes de calculs justificatives



Plan de repérage échelle 1 : 1000e

Echelle 1:200e
0 2 4 m

NOTA:
Ces documents ne sont pas des documents d'exécution. Ils constituent des plans d'études. L'entrepreneur aura à sa charge la vérification des cotes et les notes de calculs justificatives



Note de Calcul - Phase DIAG

VALENCE / Cathédrale Saint Apollinaire

Diagnostic structurel du mur de soutènement supérieur du parvis et de son impact sur la stabilité du clocher

Annexe 02 au Rapport n° 21-016-01



Maître d'œuvre

Michel TRUBERT, ACMH
2 rue de Fleury
77300 FONTAINEBLEAU

<i>Ind</i>	<i>Date</i>	<i>Etabli</i>	<i>Vérifié</i>	<i>Modification</i>
A	29/07/2021	C. MILLON	N. CHEVAL	Première diffusion

SOMMAIRE

1. HYPOTHÈSES GÉNÉRALES	3
1.1. Contexte de calcul.....	3
1.2. Modèle de calcul	4
1.3. Caractéristiques géotechniques des sols	8
1.4. Caractéristiques de la maçonnerie.....	8
2. RÉSULTATS DES CALCULS	10
2.1. Mur M1 selon archive, sans contrefort.....	10
2.2. Mur M1 selon archive, avec contrefort	11
2.3. Mur M1 selon archive et carottage.....	12
2.4. Mur M1 à 1 redan selon modèle géotechnique.....	12
3. CONCLUSION	14
4. DOCUMENTS ANNEXES	14
4.1. Descente de charge du clocher de la cathédrale.....	14
4.2. Notes de calculs détaillées GEO5	14

1. HYPOTHÈSES GÉNÉRALES

1.1. CONTEXTE DE CALCUL

Les chargements liés au clocher en amont du mur ne sont pas pris en compte. En effet, conformément aux résultats présentés dans l'étude géotechnique d'AEGIS [ET-04], nous considérerons que la descente de charge du clocher n'a pas d'influence sur la présente étude de stabilité sur le mur de soutènement supérieur du parvis.

1.1.1. Situation existante

Une vérification en situation existante a été réalisée, en considérant uniquement les pressions de sols et les charges permanentes de la structure. Une charge de d'exploitation est également considérée dans un second cas.

Dans ce cas, une approche dite « réaliste » a été réalisée sans coefficients de sécurité, et donc sans pondération de valeurs de charge. Cette vérification n'est pas normative, mais permet d'estimer le facteur de sécurité du mur en s'approchant au mieux de la réalité du terrain. Les résultats dans un cas normatifs sont également présentés.

Charge de foule

Pour les espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, l'Eurocode 1 + AN donne :

- **Catégorie C5 : $q_k = 5.0\text{kN/m}^2$.**

1.1.2. Situation de projet

La situation de projet considérée est celle de l'exploitation du parvis supérieur pour accès de véhicule pompier dans ces zones. Le mur est dans ce cas calculées en prenant en compte toutes les normes en vigueur.

Charge de véhicule

Les charges correspondant à cette situation sont celles précisées dans l'Eurocode 1 Art. 6.3.3 :

- **Catégories de chaussée : G** (Aire de circulation et de stationnement pour les véhicules de poids moyen ($30\text{kN} < \text{PTAC} < 160\text{kN}$),
- **Charge d'essieu unique $Q_k = 90\text{kN}$** dans les positions produisant les effets les plus défavorables,
- **Charge uniformément répartie $q_k = 5.0\text{kN/m}^2$.**

Nous avons envisagé deux situations de chargement ponctuel Q1 et Q2 correspondant à l'essieu placé respectivement au plus près du mur et au plus près du clocher. Le cas de charge Q3 correspond à la charge uniformément répartie.

1.2. MODÈLE DE CALCUL

1.2.1. Géométrie du mur

Le mur de soutènement sera considéré comme homogène, fondation comprise, et constitué de maçonnerie de pierre dont les caractéristiques seront détaillées ci-dessous.

Plusieurs géométries de mur ont été considérées :

- Un mur à 3 redans d'épaisseur 1.65m, auquel s'ajoute successivement 2 redans de 0.37m, soit une épaisseur de 2.02m puis 2.38m (cf. Fig 2). La fondation à débord correspond à celle relevée lors des études géotechniques, ce qui donne une largeur d'arase de 3.17m. **Cette configuration correspond à un ajustement de l'épaisseur en partie basse pour correspondre aux résultats des carottages réalisés.**

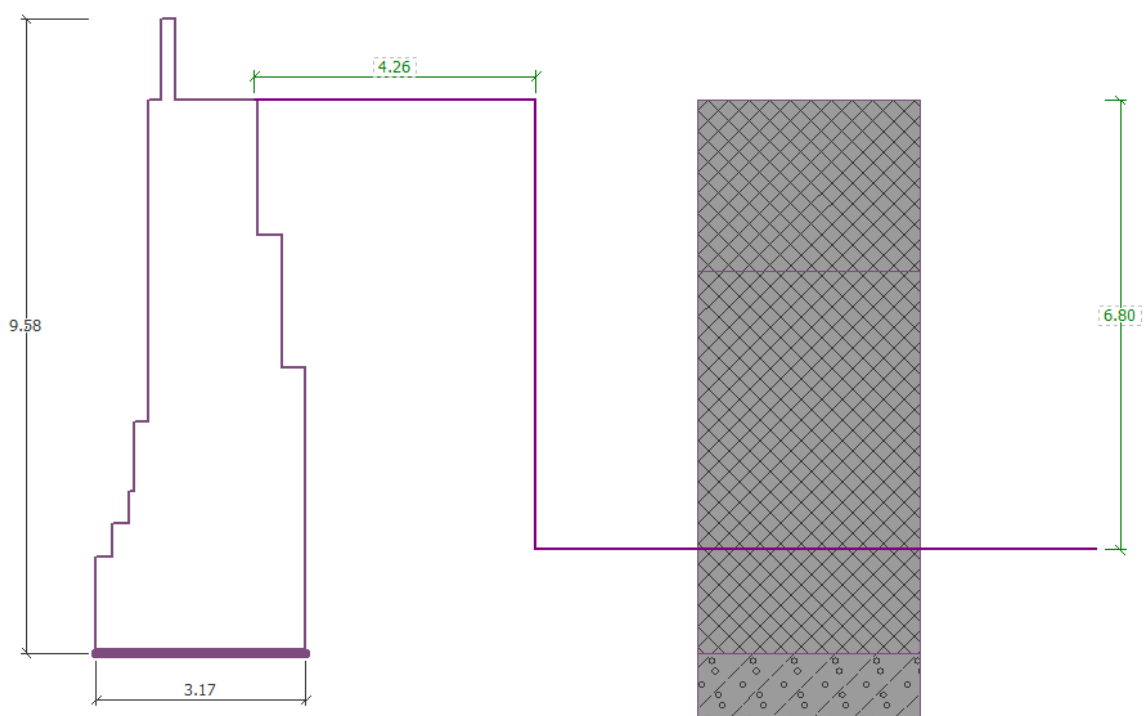


Fig 1. Modèle 2D utilisé pour la vérification selon les documents d'archives, ajusté selon les carottages réalisés

- Un mur à 3 redans d'épaisseur 1.65m, auquel s'ajoute successivement 2 redans de 0.25m et 0.30m, soit une épaisseur de 1.90m puis 2.20m (cf. Fig 2). Le même type de fondation est conservée, ce qui donne une largeur d'arase de 2.99m. **Cette configuration correspond aux données issues des documents d'archives de 1860 [HI-04], en considérant la largeur des contreforts comme l'épaisseur courante du mur** (situation probable en partie courbe).

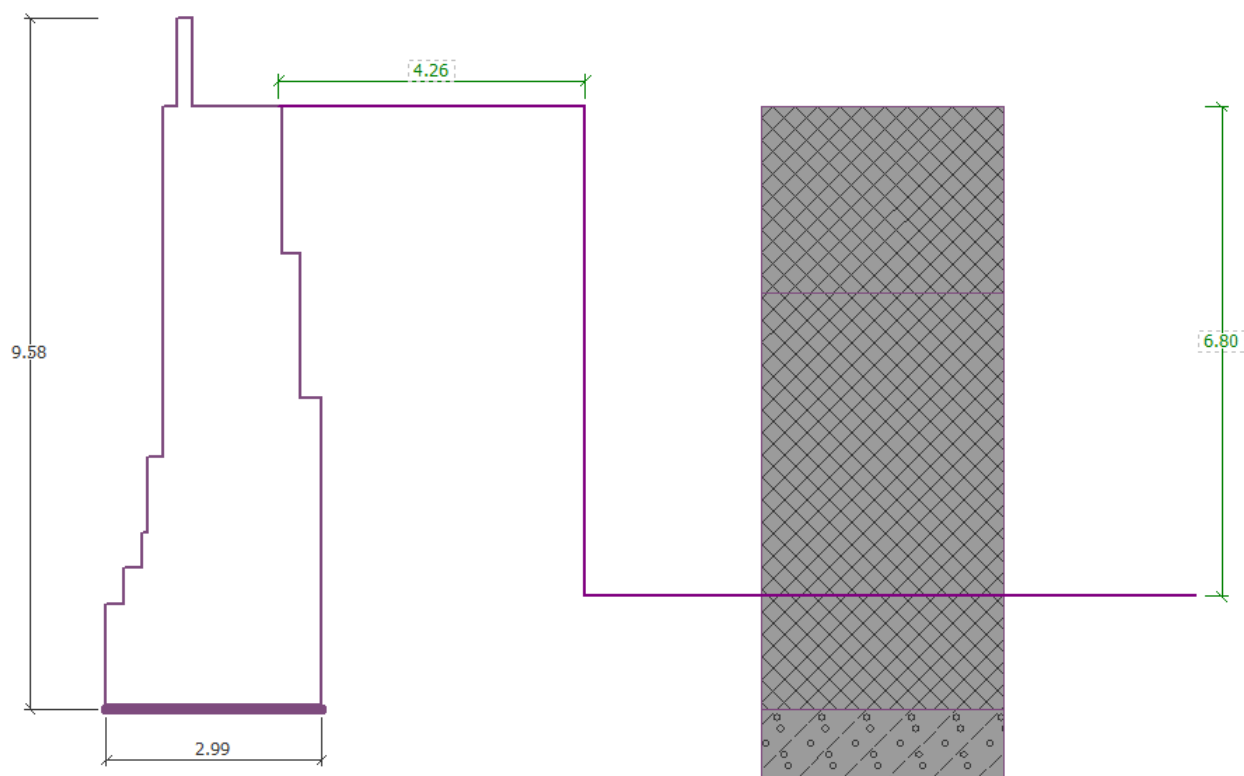


Fig 2. Modèle 2D comprenant les contreforts utilisé pour la vérification selon les documents d'archives

- Un mur à 3 redans d'épaisseur 1.00m, auquel s'ajoute successivement 2 redans de 0.25m, soit une épaisseur de 1.25m puis 1.50m (cf. Fig 2). Le même type de fondation est conservée, ce qui donne une de largeur d'arase de seulement 2.29m. **Cette configuration correspond aux données issues des documents d'archives de 1860 [HI-04] sans contrefort**, (situation possible en partie droite, non reconnu).

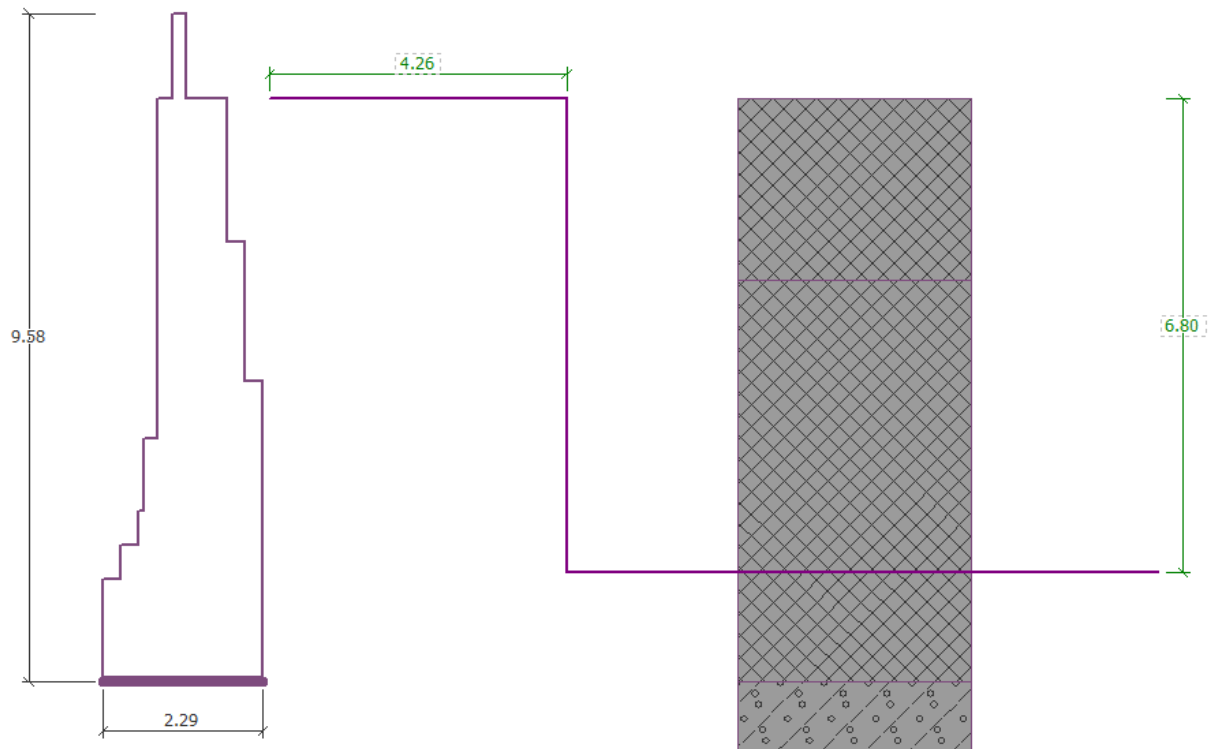


Fig 3. Modèle 2D sans contrefort utilisé pour la vérification selon les documents d'archives

- Un mur à un seul redans, dont l'épaisseur est de 1,60m en partie haute, auquel s'ajoute un redan de 0,78m à partir de -3.00m, portant l'épaisseur totale à 2.38m (cf. Fig 4). Le même type de fondation est conservée, ce qui donne une largeur d'arase de 3.17m. **Cette configuration correspond aux données issues des rapports géotechniques (AEGIS [ET-04] et SICINFRA [ET-02]).** Ce cas est cependant favorable par rapport à la configuration plus probable d'un mur à trois redans.

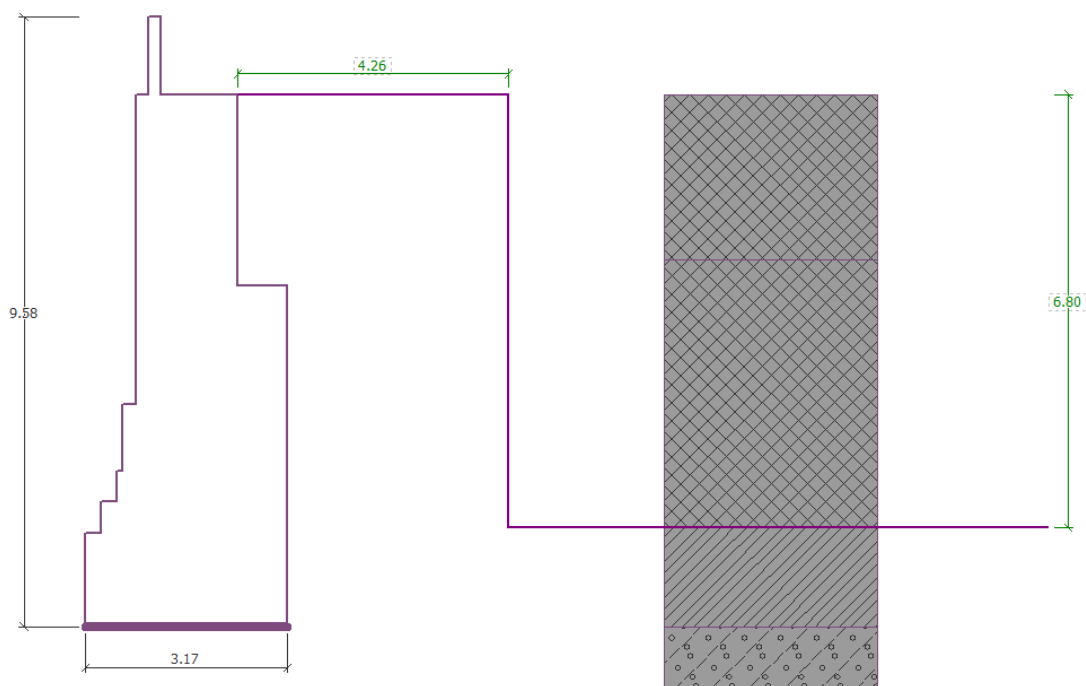


Fig 4. Modèle 2D utilisé pour la vérification selon rapport géotechnique

1.2.2. Modèle géotechnique

Deux configurations font l'objet de calcul ici :

- Le mur M1 du parvis ouest, au droit du clocher, sera modélisé sans son contrefort (cas défavorable). La présence du massif de maçonnerie de la fondation du clocher permet de réduire la largeur de la couche de remblai en poussée sur le mur (largeur de 4.26m). Le massif en béton est modélisé comme une couche de sol à très forte cohésion, ce qui limitera sa poussée sur le mur. Cette situation est défavorable par rapport à la situation réelle. Le profil de sol résultant de l'étude géotechnique d'AEGIS est la suivante :
 - o Remblai de 0 à -6.90m,
 - o Béton de -6.90m à -10.10m,
 - o Alluvions compactes (graviers sableux) à partir -10.10m.

Tous les calculs sont réalisés sans prise en compte de poussée hydrostatique.

1.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DES SOLS

1.3.1. Caractéristiques géomécaniques

Les caractéristiques géotechniques retenues pour les sols sont issues du diagnostic géotechnique G5 réalisée par AEGIS [ET-04]. Elles sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Matériaux de sol	Poids volumique humide γ [kN/m ³]	Angle de frottement interne effectif φ [°]	Cohésion effective c [kPa]	Angle de frottement sol-structure δ [°]
Remblais	18	35	0	23
Massif béton	20	80	200	53
Alluvions compact	22	35	10	23
Sable limoneux	20	35	0	23

L'angle de frottement sol-structure δ est pris égal à $2/3 \varphi$ pour chacun des matériaux.

Le remblai étant composé de sables ne présentant aucune cohésion sur le long terme, la cohésion doit être considérée comme nulle dans tous les cas.

1.3.2. Capacité portante du sol

La capacité portante des alluvions formant le sol d'assise des fondations aux ELU a été estimé à partir de la valeur ELS fourni par AEGIS [ET-04] soit :

- pour les ELS : 0.76 MPa
- pour les ELU : 1.06 MPa (correspondant à 140% des ELS).

Dans le cadre de calculs suivant les normes, on utilisera les valeurs données ci-dessus et on considérera une répartition rectangulaire des contraintes en pied de mur.

1.4. CARACTÉRISTIQUES DE LA MAÇONNERIE

Poids volumique	γ [kN/m ³]	24.00
Résistance des blocs de maçonnerie	f_b [MPa]	10.00
Résistance du mortier	f_m [MPa]	3.50
Résistance caractéristique à la compression	f_k [MPa]	3.28
Résistance en compression de la maçonnerie	f_d [MPa]	0.70
Résistance caractéristique au cisaillement des blocs	f_{vk} [MPa]	0.65

Résistance au cisaillement de la maçonnerie	f_{vk0} [MPa]	0.15
Résistance à la traction en flexion	f_{xk} [MPa]	0.05
Coefficient partiel de la maçonnerie	γ_m	3.50

La résistance en traction de la maçonnerie n'est pas considérée dans les calculs.

2. RÉSULTATS DES CALCULS

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel GEO5 Mur Poids. Les résultats détaillés des calculs sont disponibles en annexe.

Les calculs de vérification des murs M1 et M2/M3 ont été réalisés en situation de calcul permanent, sans aucunes charges variables climatiques. Les cas Q1, Q2 et Q3 intègrent les différentes charges d'exploitation liées à la circulation de véhicule pompier.

2.1. MUR M1 SELON ARCHIVE, SANS CONTREFORT

Pour rappel : Largeur du mur 1.0m/1.25m/1.50m

Cas sans pondération Eurocodes

Cas de charge		Sans chargement	Charge de foule 500kN/m ²
Stabilité	Renversement	79.4%	85.6%
	Glissement	59.8%	63.2%
Capacité Portante	Portance	54.9%	79.0%
	Excentricité	109.0%	121.2%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.0%	0.3%
	Flexion-compression	1.2%	1.2%
	Flexion	28.6%	28.1%

Taux de sollicitation du mur sans contrefort, cas réaliste

Dans le cadre d'une vérification sans coefficient de sécurité, le mur ne présente que de faibles dépassements de contrainte en termes de capacité portante lorsque. Dans ce cas, nous pouvons considérer que le mur est vérifié lorsqu'on s'approche d'une situation réaliste, bien que non normative.

Cas avec pondération des charges selon Eurocodes

Cas de charge		Sans chargement	Surcharge d'essieu Q1	Surcharge d'essieu Q2	Surcharge d'essieu Q3
Stabilité	Renversement	138.1%	218.1%	144.5%	148.3%
	Glissement	84.8%	101.8%	87.0%	89.3%
Capacité Portante	Portance	118.4%	1320.8%	1320.8%	1320.8%
	Excentricité	147.4%	267.3%	156.8%	162.5%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.1%	26.3%	0.1%	0.4%
	Flexion-compression	1.7%	1.4%	1.7%	1.7%

	Flexion	28.7%	4.9%	28.7%	28.4%
--	---------	-------	------	-------	-------

Taux de sollicitation du mur sans contrefort, avec pondérations

On constate d'important dépassement des taux de sollicitation lorsque les pondérations des normes actuelles sont appliquées. Le mur n'est pas vérifié au calcul normatif selon les Eurocode en vigueur.

2.2. MUR M1 SELON ARCHIVE, AVEC CONTREFORT

Pour rappel : Largeur du mur 1.65m/1.90m/2.20m

Cas de charge		Sans chargement	Surcharge d'essieu Q1	Surcharge d'essieu Q2	Surcharge d'essieu Q3
Stabilité	Renversement	87.7%	140.5%	92.1%	94.9%
	Glissement	62.1%	75.1%	63.8%	65.6%
Capacité Portante	Portance	50.7%	1320.8%	55.5%	59.1%
	Excentricité	81.8%	150.8%	87.4%	90.9%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.0%	16.1%	0.0%	0.3%
	Compression	1.4%	1.3%	1.4%	1.4%
	Flexion-compression	38.4%	28.0%	38.4%	38.3%

Taux de sollicitation du mur avec épaisseur du contrefort

Nous observons un dépassement des taux de sollicitations important pour les critères de renversement et de capacité portante dans le cas d'un véhicule placé au plus près du mur (Q1). Dans ce cas, le mur M1 n'est pas vérifié au calcul normatif selon les Eurocode en vigueur. Les autres cas sont vérifiés.

2.3. MUR M1 SELON ARCHIVE ET CAROTTAGE

Pour rappel : Largeur du mur 1.65m/2.015m/2.38m

Cas de charge		Sans chargement	Surcharge d'essieu Q1	Surcharge d'essieu Q2	Surcharge d'essieu Q3
Stabilité	Renversement	78.7%	125.4%	82.6%	85.1%
	Glissement	58.3%	70.3%	59.9%	61.6%
Capacité Portante	Portance	45.8%	187.0%	47.8%	49.4%
	Excentricité	70.9%	131.1%	75.7%	78.7%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.0%	16.1%	0.0%	0.3%
	Compression	1.4%	1.3%	1.4%	1.4%
	Flexion-compression	38.4%	28.0%	38.4%	38.3%

Taux de sollicitation du mur avec ajustement de l'épaisseur

Nous observons un dépassement des taux de sollicitations important pour les critères de renversement et de capacité portante dans le cas d'un véhicule placé au plus près du mur (Q1). Ces dépassements sont néanmoins plus faibles qu'avec la géométrie strictement issue des archives.

Le mur M1 n'est pas vérifié au calcul normatif selon les Eurocode en vigueur pour le cas de charge Q1. Les autres cas sont vérifiés.

2.4. MUR M1 À 1 REDAN SELON MODÈLE GÉOTECHNIQUE

Pour rappel : Largeur du mur 1.60m/2.38m

Cas de charge		Sans chargement	Surcharge d'essieu Q1	Surcharge d'essieu Q2	Surcharge d'essieu Q3
Stabilité	Renversement	74.2%	103.9%	79.1%	69.9%
	Glissement	3.4%	3.0%	3.4%	3.0%
Capacité Portante	Portance	43.0%	77.0%	45.5%	42.7%
	Excentricité	65.9%	102.1%	71.7%	57.1%
Maçonnerie (en pied de mur)	Cisaillement	0.0%	17.7%	0.0%	0.3%
	Compression	1.4%	1.4%	1.4%	1.4%
	Flexion-compression	38.2%	38.2%	38.2%	38.2%

Taux de sollicitation du mur selon modèle géotechnique

Nous observons un très léger dépassement du taux de sollicitations pour les critères de renversement et d'excentricité dans le cas avec essieu au plus près du mur. Cependant, le dépassement étant limité ($<5\%$), nous pouvons considérer que le calcul est vérifié.

3. CONCLUSION

Dans le cas d'une géométrie à 3 redents, situation la plus probable selon les archives connues, le mur M1 est bien vérifié en situation existante (sans surcharge et sans pondération). Cependant, **les situations de projet prenant en compte un véhicule au plus près du mur présentent systématiquement des dépassements trop importants** sur les critères de renversement et de capacité portante, et ce quelque soit la géométrie adoptée.

Lorsqu'on considère une géométrie à 1 seul redent en face contre terre, tous les calculs ont été vérifiés, à l'exception du cas de Surcharge Q1 sur le mur M1 au droit du clocher. Aux vues des très faibles valeurs de dépassement des taux de sollicitation (renversement à 103.9% et excentricité à 102.1%) et de la vérification de tous les autres critères, nous pouvons considérer que ce mur ne présente pas de risque d'instabilité dans ce cas.

Une vérification de la géométrie en partie droite du mur est nécessaire avant d'envisager des renforcements.

4. DOCUMENTS ANNEXES

4.1. DESCENTE DE CHARGE DU CLOCHER DE LA CATHÉDRALE

4.2. NOTES DE CALCULS DÉTAILLÉES GEO5

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul accidentelle			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.00 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.00 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.00 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul accidentelle			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.00 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.00 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.00 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites

Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structure

Poids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Maçonnerie propre

Paramètres

Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$
 Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$
 Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$
 Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$




Géométrie de la structure

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	-0.60	0.00
7	-0.60	2.05
8	-0.35	2.05
9	-0.35	4.05
10	-0.10	4.05
11	-0.10	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 13.04 m².

Paramètres de base des sols

Num.	Nom	Echantillon	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols

Remblai

Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\phi_{ef} = 35.00^\circ$

Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$

Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\phi_{ef} = 35.00^\circ$

Cohésion du sol : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$


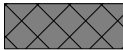
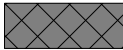

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : accidentelle

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.58	313.01	1.32	1.000	1.000	1.000
Poids - coin de sol	0.00	-4.47	1.08	2.12	1.000	1.000	1.000
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	1.87	1.000	1.000	1.000

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Pression active	152.88	-2.89	49.92	2.76	1.000	1.000	1.000

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**Moment résistant $M_{res} = 555.95 \text{ kNm/m}$ Moment de renversement $M_{ovr} = 441.50 \text{ kNm/m}$ **Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE****Vérification de la résistance au glissement**Force horizontale résistante $H_{res} = 255.64 \text{ kN/m}$ Force horizontale sollicitante $H_{act} = 152.88 \text{ kN/m}$ **Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE****Vérification globale - MUR ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 582.36 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	303.59	365.10	152.88	0.363	582.36

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	303.59	365.10	152.88

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.363$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 582.36 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 1060.00 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.52	8.23	0.36	1.000	1.000	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.00 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 43.80 \text{ kN/m} > 0.02 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

CM

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 671.23 \text{ kN/m} > 8.23 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 4.08 \text{ kNm/m} > 1.17 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul accidentelle			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.00 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.00 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.00 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul accidentelle			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.00 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.00 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.00 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites

Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structure

Poids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Maçonnerie propre

Paramètres

Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$
 Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$
 Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$
 Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$




Géométrie de la structure

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	-0.60	0.00
7	-0.60	2.05
8	-0.35	2.05
9	-0.35	4.05
10	-0.10	4.05
11	-0.10	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 13.04 m².

Paramètres de base des sols

Num.	Nom	Echantillon	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols

Remblai

Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\Phi_{ef} = 35.00^\circ$

Cohésion du sol : $C_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$

Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\Phi_{ef} = 35.00^\circ$

Cohésion du sol : $C_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$


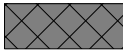
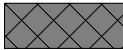

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges surfaciques saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Grand. 1 [kN/m ²]	Grand. 2 [kN/m ²]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Profondeur z [m]
1	Oui		constante	5.00				sur le terrain

Num.	Nom
1	Foule

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : accidentelle

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.58	313.01	1.32	1.000	1.000	1.000
Poids - coin de sol	0.00	-4.47	1.08	2.12	1.000	1.000	1.000
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	1.87	1.000	1.000	1.000
Pression active	152.88	-2.89	49.92	2.76	1.000	1.000	1.000
Foule	10.45	-4.22	4.11	2.68	1.000	1.000	1.000

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 566.95 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 485.58 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 258.52 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 163.34 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 837.61 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	341.37	369.21	163.34	0.404	837.61

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	341.37	369.21	163.34

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.404$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE

Vérification de la capacité portante de la base de la fondation

Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 837.61 \text{ kPa}$

Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 1060.00 \text{ kPa}$

Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE

Dimension. n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.52	8.23	0.36	1.000	1.000	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000
Foule	0.12	-0.05	0.02	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section h = 1.00 m

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 43.80 \text{ kN/m} > 0.14 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 675.96 \text{ kN/m} > 8.25 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 4.09 \text{ kNm/m} > 1.15 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


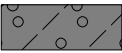
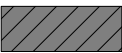
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	-0.60	0.00
7	-0.60	2.05
8	-0.35	2.05
9	-0.35	4.05
10	-0.10	4.05
11	-0.10	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 13.04 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




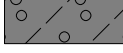
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.58	313.01	1.32	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.47	1.08	2.12	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	1.87	1.000	1.000	1.350
Pression active	152.88	-2.89	49.92	2.76	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**Moment résistant $M_{res} = 431.57 \text{ kNm/m}$ Moment de renversement $M_{ovr} = 596.03 \text{ kNm/m}$ **Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE****Vérification de la résistance au glissement**Force horizontale résistante $H_{res} = 243.53 \text{ kN/m}$ Force horizontale sollicitante $H_{act} = 206.39 \text{ kN/m}$ **Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE****Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 8964.42 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	409.85	492.88	206.39	0.363	786.19
2	429.88	382.57	206.39	0.491	8964.42

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	303.59	365.10	152.88

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.491$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 8964.42 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE**

Dimension. n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.52	8.23	0.36	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section h = 1.00 m

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 44.13 \text{ kN/m} > 0.03 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 670.99 \text{ kN/m} > 11.11 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 5.49 \text{ kNm/m} > 1.58 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


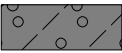
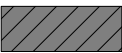
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	-0.60	0.00
7	-0.60	2.05
8	-0.35	2.05
9	-0.35	4.05
10	-0.10	4.05
11	-0.10	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 13.04 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




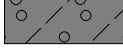
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
1	Oui		constante	45.00	0.00	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
2	Oui		constante	45.00	1.80	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Nom
1	Essieu 1
2	Essieu 2

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.58	313.01	1.32	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.47	1.08	2.12	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	1.87	1.000	1.000	1.350
Pression active	152.88	-2.89	49.92	2.76	1.350	1.350	1.350
Essieu 1	31.77	-8.18	5.60	2.39	1.350	1.350	1.350
Essieu 2	3.95	-6.27	2.04	2.52	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 449.45 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 980.33 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 250.10 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 254.62 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement NON ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 10000.00 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	780.93	503.20	254.62	0.678	10000.00
2	800.96	392.89	254.62	0.890	10000.00

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	578.47	372.74	188.61

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.890$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 10000.00 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.52	8.23	0.36	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 1	8.61	-0.05	1.52	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 2	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.00 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 44.30 \text{ kN/m} > 11.65 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 891.92 \text{ kN/m} > 12.63 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 6.23 \text{ kNm/m} > 0.30 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


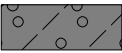
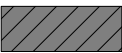
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	-0.60	0.00
7	-0.60	2.05
8	-0.35	2.05
9	-0.35	4.05
10	-0.10	4.05
11	-0.10	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 13.04 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




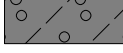
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge		Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
	nouv.	modif.						
1	Oui		constante	45.00	4.06	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
2	Oui		constante	45.00	2.26	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Nom
1	Essieu 1
2	Essieu 2

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.58	313.01	1.32	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.47	1.08	2.12	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	1.87	1.000	1.000	1.350
Pression active	152.88	-2.89	49.92	2.76	1.350	1.350	1.350
Essieu 1	2.11	-3.84	0.68	2.79	1.350	1.350	1.350
Essieu 2	3.25	-5.76	1.66	2.59	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 437.54$ kNm/m

Moment de renversement $M_{ovr} = 632.26$ kNm/m

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 245.54$ kN/m

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 213.64$ kN/m

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 10000.00 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	441.33	496.04	213.64	0.389	971.52
2	461.36	385.73	213.64	0.522	10000.00

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	326.91	367.43	158.25

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.522$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 10000.00 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.52	8.23	0.36	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 1	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000
Essieu 2	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.00 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 44.13 \text{ kN/m} > 0.03 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 670.99 \text{ kN/m} > 11.11 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 5.49 \text{ kNm/m} > 1.58 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


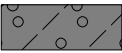
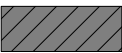
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	-0.60	0.00
7	-0.60	2.05
8	-0.35	2.05
9	-0.35	4.05
10	-0.10	4.05
11	-0.10	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 13.04 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




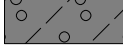
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges surfaciques saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Grand. 1 [kN/m ²]	Grand. 2 [kN/m ²]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Profondeur z [m]
1	Oui		constante	5.00				sur le terrain

Num.	Nom
1	Foule C5

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.58	313.01	1.32	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.47	1.08	2.12	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	1.87	1.000	1.000	1.350
Pression active	152.88	-2.89	49.92	2.76	1.350	1.350	1.350
Foule C5	10.45	-4.22	4.11	2.68	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 442.18 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 655.54 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 247.06 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 220.51 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 10000.00 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	460.85	498.43	220.51	0.404	1130.78
2	480.88	388.12	220.51	0.541	10000.00

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	341.37	369.21	163.34

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.541$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE

Vérification de la capacité portante de la base de la fondation

CM

Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$
 Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$
 Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 10000.00 \text{ kPa}$
 Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$

Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE

Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE

Dimension. n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.52	8.23	0.36	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Foule C5	0.12	-0.05	0.02	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section $h = 1.00 \text{ m}$

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 44.13 \text{ kN/m} > 0.20 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 674.50 \text{ kN/m} > 11.13 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 5.50 \text{ kNm/m} > 1.56 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites

Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	


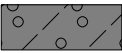
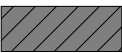
CM

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.30	2.05
9	0.30	4.05
10	0.60	4.05
11	0.60	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 18.69 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




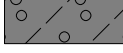
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.74	448.60	1.66	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.50	1.56	2.79	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	2.52	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.02	-2.89	52.83	2.79	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**Moment résistant $M_{res} = 680.36 \text{ kNm/m}$ Moment de renversement $M_{ovr} = 596.90 \text{ kNm/m}$ **Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE****Vérification de la résistance au glissement**Force horizontale résistante $H_{res} = 332.63 \text{ kN/m}$ Force horizontale sollicitante $H_{act} = 206.57 \text{ kN/m}$ **Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE****Vérification globale - MUR ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 383.95 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	398.02	680.48	206.57	0.196	373.86
2	425.62	522.55	206.57	0.272	383.95

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	294.83	504.06	153.02

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.272$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 383.95 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE**

Dimension. n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section $h = 1.65$ m

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 67.78$ kN/m > 0.03 kN/m $= V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 956.82$ kN/m > 13.19 kN/m $= N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.79$ kNm/m > 4.15 kNm/m $= M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites

Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	


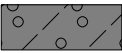
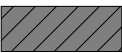
CM

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.30	2.05
9	0.30	4.05
10	0.60	4.05
11	0.60	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 18.69 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\phi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




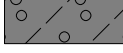
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
1	Oui		constante	45.00	0.00	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
2	Oui		constante	45.00	1.80	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Nom
1	Essieu 1
2	Essieu 2

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.74	448.60	1.66	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.50	1.56	2.79	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	2.52	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.02	-2.89	52.83	2.79	1.350	1.350	1.350
Essieu 1	31.77	-8.18	5.60	2.39	1.350	1.350	1.350
Essieu 2	3.95	-6.27	2.04	2.52	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 698.24$ kNm/m

Moment de renversement $M_{ovr} = 981.21$ kNm/m

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 339.20$ kN/m

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 254.80$ kN/m

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 10000.00 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	772.72	690.81	254.80	0.374	917.59
2	800.31	532.88	254.80	0.502	10000.00

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	572.39	511.71	188.74

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.502$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 10000.00 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 1	8.61	-0.05	1.52	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 2	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.65 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 72.40 \text{ kN/m} > 11.65 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 1117.01 \text{ kN/m} > 14.71 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 12.02 \text{ kNm/m} > 3.37 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


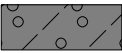
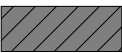
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.30	2.05
9	0.30	4.05
10	0.60	4.05
11	0.60	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 18.69 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




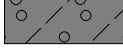
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge		Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
	nouv.	modif.						
1	Oui		constante	45.00	0.00	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
2	Oui		constante	45.00	1.80	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Nom
1	Essieu 1
2	Essieu 2

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.74	448.60	1.66	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.50	1.56	2.79	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	2.52	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.02	-2.89	52.83	2.79	1.350	1.350	1.350
Essieu 1	31.77	-8.18	5.60	2.39	1.350	1.350	1.350
Essieu 2	3.95	-6.27	2.04	2.52	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 698.24$ kNm/m

Moment de renversement $M_{ovr} = 981.21$ kNm/m

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 339.20$ kN/m

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 254.80$ kN/m

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 10000.00 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	772.72	690.81	254.80	0.374	917.59
2	800.31	532.88	254.80	0.502	10000.00

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	572.39	511.71	188.74

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.502$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 10000.00 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 1	8.61	-0.05	1.52	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 2	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.65 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 72.40 \text{ kN/m} > 11.65 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 1117.01 \text{ kN/m} > 14.71 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 12.02 \text{ kNm/m} > 3.37 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


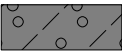
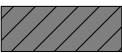
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.30	2.05
9	0.30	4.05
10	0.60	4.05
11	0.60	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 18.69 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




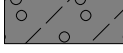
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges surfaciques saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Grand. 1 [kN/m ²]	Grand. 2 [kN/m ²]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Profondeur z [m]
1	Oui		constante	5.00				sur le terrain

Num.	Nom
1	foule C5

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.74	448.60	1.66	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.50	1.56	2.79	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.47	1.08	2.52	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.02	-2.89	52.83	2.79	1.350	1.350	1.350
foule C5	10.46	-4.22	4.34	2.70	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 691.67 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 656.48 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 336.36 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 220.70 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 447.68 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	450.53	686.35	220.70	0.220	409.23
2	478.13	528.41	220.70	0.303	447.68

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	333.73	508.40	163.48

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.303$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE

Vérification de la capacité portante de la base de la fondation

CM

Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$
 Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$
 Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 447.68 \text{ kPa}$
 Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$

Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Dimension. n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
foule C5	0.12	-0.05	0.02	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section $h = 1.65 \text{ m}$

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 67.91 \text{ kN/m} > 0.20 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 959.31 \text{ kN/m} > 13.21 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.81 \text{ kNm/m} > 4.14 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


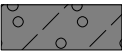
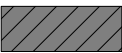
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.42	2.05
9	0.42	4.05
10	0.78	4.05
11	0.78	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.71 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




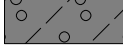
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.70	472.98	1.73	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.54	2.24	2.93	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.55	2.37	2.56	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.31	-2.90	59.08	2.92	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**Moment résistant $M_{res} = 760.87$ kNm/mMoment de renversement $M_{ovr} = 599.18$ kNm/m**Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE****Vérification de la résistance au glissement**Force horizontale résistante $H_{res} = 354.78$ kN/mForce horizontale sollicitante $H_{act} = 206.96$ kN/m**Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE****Vérification globale - MUR ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 346.56 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	391.03	724.50	206.96	0.170	346.56
2	417.35	557.34	206.96	0.236	333.27

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	289.65	536.67	153.31

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.236$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00$ kPaCoefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 346.56$ kPaCapacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14$ kPa**Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE**

Dimension. n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section h = 1.65 m

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 67.78 \text{ kN/m} > 0.03 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 956.82 \text{ kN/m} > 13.19 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.79 \text{ kNm/m} > 4.15 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


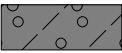
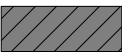
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.42	2.05
9	0.42	4.05
10	0.78	4.05
11	0.78	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.71 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




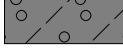
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge		Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
	nouv.	modif.						
1	Oui		constante	45.00	1.80	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
2	Oui		constante	45.00	0.00	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Nom
1	Essieu 2
2	Essieu 1

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.70	472.98	1.73	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.54	2.24	2.93	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.55	2.37	2.56	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.31	-2.90	59.08	2.92	1.350	1.350	1.350
Essieu 2	3.45	-6.16	2.77	2.59	1.350	1.350	1.350
Essieu 1	31.77	-8.18	5.60	2.39	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 780.69 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 978.77 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 361.97 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 254.52 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 1415.80 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	760.78	735.80	254.52	0.326	667.63
2	787.10	568.64	254.52	0.437	1415.80

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	563.54	545.03	188.53

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.437$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 1415.80 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 2	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000
Essieu 1	8.61	-0.05	1.52	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.65 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 72.40 \text{ kN/m} > 11.65 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 1117.01 \text{ kN/m} > 14.71 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 12.02 \text{ kNm/m} > 3.37 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


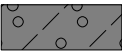
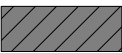
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.42	2.05
9	0.42	4.05
10	0.78	4.05
11	0.78	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.71 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




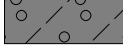
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge		Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
	nouv.	modif.						
1	Oui		constante	45.00	4.06	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
2	Oui		constante	45.00	2.26	0.20	0.20	sur le terrain

Num.	Nom
1	Essieu 2
2	Essieu 1

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.70	472.98	1.73	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.54	2.24	2.93	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.55	2.37	2.56	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.31	-2.90	59.08	2.92	1.350	1.350	1.350
Essieu 2	2.02	-3.78	0.81	2.97	1.350	1.350	1.350
Essieu 1	3.15	-5.78	1.81	2.74	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 767.96$ kNm/m

Moment de renversement $M_{ovr} = 634.07$ kNm/m

Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 357.03$ kN/m

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 213.95$ kN/m

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 361.87 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	421.59	728.03	213.95	0.183	361.87
2	447.91	560.88	213.95	0.252	356.61

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	312.29	539.28	158.48

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.252$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$ Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 361.87 \text{ kPa}$ Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$ **Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Essieu 2	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000
Essieu 1	0.00	-0.10	0.00	1.60	1.000	1.000	1.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.65 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 67.78 \text{ kN/m} > 0.03 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 956.82 \text{ kN/m} > 13.19 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.79 \text{ kNm/m} > 4.15 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


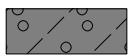
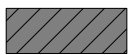
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.05	0.00
7	0.05	2.05
8	0.42	2.05
9	0.42	4.05
10	0.78	4.05
11	0.78	8.36
12	-2.39	8.36
13	-2.39	6.90
14	-2.14	6.90
15	-2.14	6.40
16	-1.89	6.40
17	-1.89	5.92
18	-1.81	5.92
19	-1.81	4.87
20	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.71 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Etat de contraintes : effectives Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

CM

Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




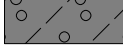
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\phi_{\text{ef}} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{\text{ef}} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Remblai	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.
 Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges surfaciques saisies

Num.	Surcharge		Application	Grand. 1 [kN/m ²]	Grand. 2 [kN/m ²]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Profondeur z [m]
1	Oui		constante	5.00				sur le terrain

Num.	Nom
1	foule C5

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.70	472.98	1.73	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-4.54	2.24	2.93	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-6.55	2.37	2.56	1.000	1.000	1.350
Pression active	153.31	-2.90	59.08	2.92	1.350	1.350	1.350
foule C5	10.50	-4.22	5.17	2.80	1.350	1.350	1.350

Vérification du mur entier

Vérification de la résistance au renversement

Moment résistant $M_{res} = 774.83$ kNm/m

Moment de renversement $M_{ovr} = 659.08$ kNm/m

Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au glissement

Force horizontale résistante $H_{res} = 359.22$ kN/m

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 221.14$ kN/m

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE

Vérification globale - MUR ADMISSIBLE

Contrainte maximale à la base de la fondation : 374.06 kPa

Capacité portante du sol de fondation

Forces appliquées au centre de la base de la fondation

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	442.45	731.47	221.14	0.191	373.15
2	468.77	564.32	221.14	0.262	374.06

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	327.74	541.83	163.81

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.262$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE

Vérification de la capacité portante de la base de la fondation

CM

Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$
 Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$
 Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 374.06 \text{ kPa}$
 Capacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14 \text{ kPa}$

Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Dimension. n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.44	9.77	0.51	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
foule C5	0.12	-0.05	0.02	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section $h = 1.65 \text{ m}$

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 67.91 \text{ kN/m} > 0.20 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 959.31 \text{ kN/m} > 13.21 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.81 \text{ kNm/m} > 4.14 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : MUR M1 - Cas Existant
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


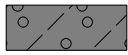
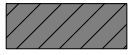
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	3.01
8	0.78	3.01
9	0.78	8.36
10	-2.39	8.36
11	-2.39	6.90
12	-2.14	6.90
13	-2.14	6.40
14	-1.89	6.40
15	-1.89	5.92
16	-1.81	5.92
17	-1.81	4.87
18	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.58 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$

Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$




Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Béton	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.

Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.65	469.83	1.74	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-5.85	10.52	2.65	1.000	1.000	1.350
Pression active	104.95	-3.85	47.33	2.92	1.350	1.000	1.350

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**Moment résistant $M_{res} = 735.67$ kNm/mMoment de renversement $M_{ovr} = 546.12$ kNm/m**Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE****Vérification de la résistance au glissement**Force horizontale résistante $H_{res} = 3118.16$ kN/mForce horizontale sollicitante $H_{act} = 104.95$ kN/m**Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE****Vérification globale - MUR ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 325.74 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	350.17	712.36	141.68	0.155	325.74
2	378.82	544.24	104.95	0.220	306.11

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	259.39	527.68	104.95

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricitéExcentricité max. de l'effort normal $e = 0.220$ Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$ **Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE****Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00$ kPaCoefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$ Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 325.74$ kPaCapacité portante de calcul du sol de fondation $R_d = 757.14$ kPa**Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE**

Dimension. n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.45	9.65	0.50	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section h = 1.60 m

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 65.93 \text{ kN/m} > 0.03 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 931.17 \text{ kN/m} > 13.03 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.33 \text{ kNm/m} > 3.95 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : Mur M1 - Cas 1
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


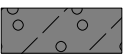

Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	3.01
8	0.78	3.01
9	0.78	8.36
10	-2.39	8.36
11	-2.39	6.90
12	-2.14	6.90
13	-2.14	6.40
14	-1.89	6.40
15	-1.89	5.92
16	-1.81	5.92
17	-1.81	4.87
18	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.58 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	23.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	23.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	53.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Angle de frot. structure-sol : $\delta = 23.00^\circ$

Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$



Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 23.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 53.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Béton	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.

Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge		Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b [m]	Profondeur z [m]
	nouv.	modif.						
1	Oui		variable	45.00	0.00	0.20	0.20	sur le terrain
2	Oui		variable	45.00	1.70	0.20	0.20	sur le terrain

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.65	469.83	1.74	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-5.85	10.52	2.65	1.000	1.000	1.350
Pression active	96.44	-3.89	65.66	2.98	1.350	1.000	1.350
Surcharge 1 - ponctuelle	26.67	-8.19	11.32	2.39	1.500	0.000	1.500
Surcharge 2 - ponctuelle	2.92	-6.54	3.85	2.65	1.500	0.000	1.500

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**

Moment résistant $M_{res} = 830.79 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 862.87 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement NON ADMISSIBLE**Vérification de la résistance au glissement**

Force horizontale résistante $H_{res} = 3257.02 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 96.44 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE**Vérification globale - MUR NON ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 583.14 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	609.03	759.86	174.57	0.253	484.91
2	637.67	591.74	96.44	0.340	583.14

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	426.20	561.17	126.03
2	426.20	561.17	96.44

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.340$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal NON ADMISSIBLE**Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**

Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$

Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$

CM

Contrainte maximale à la base de la fondation
 Capacité portante de calcul du sol de fondation

$\sigma = 583.14 \text{ kPa}$
 $R_d = 757.14 \text{ kPa}$

Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Vérification globale - capacité portante du sol de fondation NON ADMISSIBLE

Dimension. n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.45	9.65	0.50	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.01	1.60	1.000	1.000	1.350
Surcharge 1 - ponctuelle	7.78	-0.05	3.30	1.60	0.000	0.000	1.500
Surcharge 2 - ponctuelle	0.00	-0.10	0.00	1.60	0.000	0.000	0.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section $h = 1.60 \text{ m}$

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 65.97 \text{ kN/m} > 11.70 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 931.90 \text{ kN/m} > 13.03 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.34 \text{ kNm/m} > 3.95 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : Mur M1 - Cas 2
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


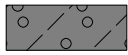
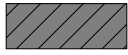
Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	3.01
8	0.78	3.01
9	0.78	8.36
10	-2.39	8.36
11	-2.39	6.90
12	-2.14	6.90
13	-2.14	6.40
14	-1.89	6.40
15	-1.89	5.92
16	-1.81	5.92
17	-1.81	4.87
18	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.58 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	35.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	80.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Angle de frot. structure-sol : $\delta = 10.00^\circ$

Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

CM



Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 35.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 80.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Béton	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.

Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge		Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b [m]	Profondeur z [m]
	nouv.	modif.						
1	Oui		variable	45.00	1.68	0.20	0.20	sur le terrain
2	Oui		variable	45.00	3.48	0.20	0.20	sur le terrain

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.65	469.83	1.74	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-5.85	10.52	2.65	1.000	1.000	1.350
Pression active	104.95	-3.85	47.33	2.92	1.350	1.000	1.350
Surcharge 1 - ponctuelle	3.17	-6.53	3.65	2.67	1.500	0.000	1.500
Surcharge 2 - ponctuelle	2.35	-4.35	0.91	3.09	1.500	0.000	1.500

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**

Moment résistant $M_{res} = 749.12$ kNm/m

Moment de renversement $M_{ovr} = 592.49$ kNm/m

Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE**Vérification de la résistance au glissement**

Force horizontale résistante $H_{res} = 3118.16$ kN/m

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 104.95$ kN/m

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE**Vérification globale - MUR ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 344.19 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	388.54	719.20	149.95	0.170	344.19
2	417.18	551.08	104.95	0.239	332.79

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	284.96	532.24	110.46
2	284.96	532.24	104.95

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.239$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE**Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**

Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00$ kPa

Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$

CM

Contrainte maximale à la base de la fondation
 Capacité portante de calcul du sol de fondation

$\sigma = 344.19 \text{ kPa}$
 $R_d = 757.14 \text{ kPa}$

Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE

Dimension. n° 1

Bilan des forces appliquées à la structure

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.45	9.65	0.50	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.00	1.60	1.000	1.000	1.350
Surcharge 1 - ponctuelle	0.00	-0.10	0.00	1.60	0.000	0.000	0.000
Surcharge 2 - ponctuelle	0.00	-0.10	0.00	1.60	0.000	0.000	0.000

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du mur

Hauteur de la section $h = 1.60 \text{ m}$

Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 65.93 \text{ kN/m} > 0.03 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 931.17 \text{ kN/m} > 13.03 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.33 \text{ kNm/m} > 3.95 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Capacité portante de la section ADMISSIBLE

Calcul du mur poids

Données d'entrée

Projet

Activité : VALENCE - Mur supérieur parvis cathédrale
 Description : Mur M1 - Cas 3
 Elaboré par : CM
 Date : 28/06/2021

Paramètres

France - EN 1997

Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Mur maçonné (en pierres) : EN 1996-1-1 (EC6)

Calcul des murs

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
 Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
 Calcul du séisme : Mononobe-Okabe
 Forme du coin de sol : calculer comme incliné
 Excentricité admissible : 0.333
 Méthode de vérification : calcul selon EN 1997
 Approche de calcul : 2 - réduction de la charge et de la résistance

Coefficient de réduction de la charge (F)			
Situation de calcul permanente			
		Défavorable	Favorable
Charge permanente :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Charge variable :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Action de l'eau :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Coefficient de réduction de la résistance (R)			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de réduction de la résistance au renversement :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance au glissement :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Coefficients de combinaison pour les charges variables			
Situation de calcul permanente			
Coefficient de valeur de combinaison :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Coefficient de valeur fréquente :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Coefficient de valeur quasi-permanente :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Ancrages

Méthode de vérification : états limites


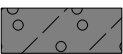

Coefficients de réduction			
Coefficient de fiabilité de l'acier :	$\gamma_s =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du sol :	$\gamma_e =$	1.35 [-]	
Coefficient de réduction à l'arrachement du coulis de ciment :	$\gamma_c =$	1.35 [-]	

Matériau de la structurePoids volumique $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ **Maçonnerie propre****Paramètres**Résistance à la compression $f_k = 3.28 \text{ MPa}$ Résistance au cisaillement $f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$ Résistance à la traction en flexion $f_{xk} = 0.05 \text{ MPa}$ Coefficient partiel $\gamma_M = 3.50$ **Géométrie de la structure**

Num.	Coordonnée X [m]	Profondeur Z [m]
1	-1.60	0.00
2	-1.40	0.00
3	-1.40	-1.22
4	-1.20	-1.22
5	-1.20	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	3.01
8	0.78	3.01
9	0.78	8.36
10	-2.39	8.36
11	-2.39	6.90
12	-2.14	6.90
13	-2.14	6.40
14	-1.89	6.40
15	-1.89	5.92
16	-1.81	5.92
17	-1.81	4.87
18	-1.60	4.87

L'origine [0,0] se trouve dans le coin supérieur droit du mur.

Profil du mur = 19.58 m².**Paramètres de base des sols**

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		35.00	0.00	18.00	8.00	23.00
2	Graviers sableux		35.00	10.00	22.00	12.00	23.00
3	Béton		80.00	200.00	20.00	10.00	53.00

Pour calculer la pression au repos, on suppose que tous les sols sont pulvérulents.

Paramètres des sols**Remblai**Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Etat de contraintes : effectives

Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$ Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Angle de frot. structure-sol : $\delta = 23.00^\circ$

Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

CM




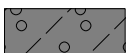
Graviers sableux

Poids volumique : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 23.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Béton

Poids volumique : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 80.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 53.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.60	0.00 .. 2.60	Remblai	
2	4.20	2.60 .. 6.80	Remblai	
3	1.56	6.80 .. 8.36	Béton	
4	-	8.36 .. ∞	Graviers sableux	

Fondation

Type de fondation : sol - profil géologique

Profil du terrain

Num.	Coordonnées x [m]	Profondeur z [m]
1	0.00	0.00
2	4.26	0.00
3	4.26	6.80
4	5.26	6.80

L'origine [0,0] se trouve dans le coin en haut à droite de la structure.

Coordonnée +z orientée vers le bas.

Effet de l'eau

La nappe phréatique est au-dessous de la structure.

Surcharges surfaciques saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Grand. 1 [kN/m²]	Grand. 2 [kN/m²]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Profondeur z [m]
1	Oui		variable	5.00				sur le terrain

Num.	Nom
1	Véhicule réparti

Pression à l'avant de la structure

Pression à l'avant de la structure non considérée.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Le mur peut se déplacer, la charge de la pression active est prise en compte dans le calcul.

Vérification n° 1**Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F _{hor} [kN/m]	Point z [m]	F _{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. renv.	Coef. transl.	Coef. contrainte
Poids - mur	0.00	-3.65	469.83	1.74	1.000	1.000	1.350
Poids - coin de sol	0.00	-5.85	10.52	2.65	1.000	1.000	1.350
Pression active	96.44	-3.89	65.66	2.98	1.350	1.000	1.350
Véhicule réparti	7.99	-5.01	6.50	2.85	1.500	0.000	1.500

Vérification du mur entier**Vérification de la résistance au renversement**

Moment résistant $M_{res} = 810.75 \text{ kNm/m}$

Moment de renversement $M_{ovr} = 566.55 \text{ kNm/m}$

Résistance du mur au renversement ADMISSIBLE**Vérification de la résistance au glissement**

Force horizontale résistante $H_{res} = 3257.02 \text{ kN/m}$

Force horizontale sollicitante $H_{act} = 96.44 \text{ kN/m}$

Résistance du mur au glissement ADMISSIBLE**Vérification globale - MUR ADMISSIBLE**

Contrainte maximale à la base de la fondation : 322.95 kPa

Capacité portante du sol de fondation**Forces appliquées au centre de la base de la fondation**

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]	Excentricité [-]	Contrainte [kPa]
1	320.16	746.86	142.18	0.135	322.95
2	348.81	578.74	96.44	0.190	294.58

Forces standards appliquées au centre de la base de fondation (calcul du tassement)

Num.	Moment [kNm/m]	Effort normal [kN/m]	Force de cisail. [kN/m]
1	233.62	552.51	104.43
2	233.62	552.51	96.44

Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Forme de la contrainte dans sol de fondation : rectangle

Vérification de l'excentricité

Excentricité max. de l'effort normal $e = 0.190$

Excentricité maximale permise $e_{alw} = 0.333$

Excentricité de l'effort normal ADMISSIBLE**Vérification de la capacité portante de la base de la fondation**

Capacité portante du sol de fondation $R = 1060.00 \text{ kPa}$

Coefficient de réduction de la résistance du sol de fondation $\gamma_{Rv} = 1.40$

Contrainte maximale à la base de la fondation $\sigma = 322.95 \text{ kPa}$

CM

Capacité portante de calcul du sol de fondation

$$R_d = 757.14 \text{ kPa}$$

Capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE**Vérification globale - capacité portante du sol de fondation ADMISSIBLE****Dimension. n° 1****Bilan des forces appliquées à la structure**

Nom	F_{hor} [kN/m]	Point z [m]	F_{vert} [kN/m]	Point x [m]	Coef. moment	Coef. effort normal	Coef. force motr.
Poids - mur	0.00	-0.45	9.65	0.50	1.350	1.350	1.000
Pression active	0.02	-0.03	0.01	1.60	1.000	1.000	1.350
Véhicule réparti	0.11	-0.05	0.05	1.60	0.000	0.000	1.500

Vérification du joint du mur à 0.10 m à partir de la tête du murHauteur de la section $h = 1.60 \text{ m}$ Force de cisaillement limite ultime $V_{Rd} = 65.97 \text{ kN/m} > 0.19 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Force de compression limite ultime $N_{Rd} = 931.90 \text{ kN/m} > 13.03 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment limite ultime $M_{Rd} = 10.34 \text{ kNm/m} > 3.95 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Capacité portante de la section ADMISSIBLE**

1 Descente de Charge du Clocher

1/ TOITURE METALLIQUE

Charge surfacique de toiture	g	1.00	kN/m ²
Surface	S	75.00	m ²

Charges permanentes toiture Gt 75 kN

Charges permanentes de toiture sur 1 pilier	G1	18.75 kN	1.91 tonnes
---------------------------------------------	----	----------	-------------

2/ BEFFROI

Cloches

Charges permanentes cloche Gb1 40.00 kN

Charges permanentes sur 1 pilier d'angle Gb2 10.00 kN

Beffroi structure bois

	Masse volumique kN/m ³	Epaisseur m	Largeur m	Hauteur m	Entraxe m	Charge surfacique		Longueur m	Nombres u	
Niveau cloches basses										
Poutres principales beffroi	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	6.54	3.00	14.50 kN
Poutres secondaires beffroi	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	5.36	4.00	15.85 kN
Moises Sens X	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	6.54	4.00	5.16 kN
Moises Sens Y	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	6.54	8.00	10.31 kN
Bois pour croix sens Y	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	3.14	24.00	14.85 kN
Niveau cloches hautes										
Poutres principales beffroi	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	6.54	3.00	14.50 kN
Poutres secondaires beffroi	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	5.36	4.00	15.85 kN
Moises Sens X	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	6.54	4.00	5.16 kN
Moises Sens Y	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	6.54	8.00	10.31 kN
Bois pour croix sens Y	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	3.53	24.00	16.70 kN
Poteaux principaux	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	5.67	8.00	33.53 kN
Croix sens X basses	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	2.88	8.00	4.54 kN
Croix sens X hautes	6.40		0.22	0.14		0.20	kN/ml	3.35	8.00	5.28 kN
Charges permanentes structure beffroi										Gb2 166.55 kN
Charges permanentes sur 1 pilier d'angle										Gb2 41.64 kN

Plancher supérieur beffroi

	Masse volumique kN/m ³	Epaisseur m	Largeur m	Hauteur m	Entraxe m	Charge surfacique		Longueur m	Nombres u	
Parquet	6.40	0.03	1.00	1.00		0.19	kN/m ²	3.92		4.92 kN
Solives	6.40		0.09	0.22	0.37	0.32	kN/m ²	3.92		6.53 kN
Poutres beffroi	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	5.15	4.00	15.23 kN
Poutres principales plancher	6.40		0.40	0.40		1.02	kN/ml	6.54	3.00	20.09 kN
Charges permanentes plancher										41.85 kN
Charges permanentes sur 1 pilier d'angle										Gb3 10.46 kN

Plancher inférieur beffroi

	Masse volumique kN/m ³	Epaisseur m	Largeur m	Hauteur m	Entraxe m	Charge surfacique		Longueur m	Nombres u	
Parquet	6.40	0.03	1.00	1.00		0.19	kN/m ²	5.38		6.56 kN
Solives	6.40		0.07	0.23	0.35	0.29	kN/m ²	5.38		8.46 kN
Poutres beffroi	6.40		0.33	0.35		0.74	kN/ml	5.34	4.00	15.79 kN
Poutres principales plancher	6.40		0.30	0.44		0.84	kN/ml	6.35	4.00	21.46 kN
Charges permanentes plancher										45.71 kN
Charges permanentes sur 1 pilier d'angle										Gb4 11.43 kN

Charges permanentes du beffroi sur 1 pilier	G2	73.53 kN	7.50 tonnes
---------------------------------------------	----	----------	-------------

3/ VOÛTE SPHERIQUE

Géométrie

Rayon de la coupole intérieur	r1	3.38	m
Rayon de la coupole extérieur	r2	3.58	m
épaisseur totale en clé	e	0.30	m
largeur du volume rectangle	l	7.15	m
hauteur du volume rectangle	h	3.68	m

Masse volumique coupole	rhoc	24.00	kN/m ³
Masse volumique remblai	rhorr	18.00	kN/m ³

Volume du rectangle	Vrec	188.13	m ³
Volume de la sphère intérieur	V1	161.75	m ³
Volume de la sphère extérieur	V2	192.19	m ³

Volume total coupole	Vr	15.22	m ³
Volume total remblai	Vc	65.65	m ³

Charge de coupole	Gc	365.34	kN
Charge de remblai	Gr	1181.73	kN

Charges permanentes coupole 1547.07 kN

Charges permanentes de voûte sur 1 pilier	G3	386.77 kN	39.43 tonnes
-------------------------------------------	----	-----------	--------------

4/ MURS MACONNERIE

Partie haute

Masse volumique pierre	rho	24.00	kN/m ³
------------------------	-----	-------	-------------------

Par face, hors pilier d'angle

Epaisseur façade	e	1.25	m
Surface façade pleine	S	39.26	m ²
Longueur façade	l	6.57	m

Pilier d'angle

Largeur	l	1.25	m
Longueur	L	1.25	m
Hauteur	h	9.68	m

Volume par face	Vf	49.08	m ³
-----------------	----	-------	----------------

Charge par face	G1	1177.80	kN
Charge linéarisé	G1l	179.27	kN/ml

Volume du pilier	Vf	15.13	m ³
------------------	----	-------	----------------

Charge du pilier	Ga	363.00	kN
------------------	----	--------	----

Charges permanentes sur 1 pilier d'angle Gm1 1540.80 kN

Partie intermédiaire

Masse volumique pierre	rho	24.00	kN/m ³
------------------------	-----	-------	-------------------

Par face, hors pilier d'angle

Epaisseur façade	e	1.25	m
Surface façade pleine	S	95.01	m ²
Longueur façade	l	6.65	m

Pilier d'angle

Largeur	l	1.25	m
Longueur	L	1.25	m
Hauteur	h	14.65	m

Contrefort

Largeur	l	1.07	m
Longueur	L	0.92	m
Hauteur	h	11.39	m

Volume par face	Vf	118.76	m ³
-----------------	----	--------	----------------

Charge par face	G1	2850.30	kN
Charge linéarisé	G1l	428.62	kN/ml

Volume du pilier	Vf	22.89	m ³
------------------	----	-------	----------------

Charge du pilier	Ga	549.38	kN
------------------	----	--------	----

Charges permanentes sur 1 pilier d'angle Gm2 3937.87 kN

Partie basse

Masse volumique pierre	rho	24.00	kN/m ³
------------------------	-----	-------	-------------------

Par face, hors pilier d'angle

Epaisseur façade	e	1.76	m
Surface façade pleine	S	79.69	m ²
Longueur façade	l	7.01	m

Pilier d'angle

Largeur	l	1.76	m
Longueur	L	1.76	m
Hauteur	h	16.34	m

Contrefort partie haute

Largeur	l	0.73	m
Longueur	L	1.14	m
Hauteur	h	3.97	m

Contrefort partie basse

Largeur	l	1.16	m
Longueur	L	1.41	m
Hauteur	h	12.37	m

Volume par face	Vf	140.25	m ³
-----------------	----	--------	----------------

Charge par face	G1	3366.11	kN
Charge linéarisé	G1l	480.19	kN/ml

Volume du pilier	Vf	50.61	m ³
------------------	----	-------	----------------

Charge du pilier	Ga	1214.75	kN
------------------	----	---------	----

Charges permanentes sur 1 pilier d'angle Gm3 5710.60 kN

Charges permanentes des maçonneries sur 1 pilier	G4	11189.26 kN	1140.60 tonnes
--------------------------------------------------	----	-------------	----------------

5/ FONDATIONS

Masse volumique sol comprimé	rho	18.00	kN/m ³
Masse volumique fondation	rho	24.00	kN/m ³
Masse volumique fondation	rho	20.00	kN/m ³

Fondation de +0,70 à -6.80m

Surface	l	223.20	m ²
Hauteur	h	7.50	m

Volume de la fondation	Vf	1674.00	m ³
Charge totale	Gf1	40176.00	kN

Fondation de -6.80 à -10.00m

Surface	l	357.78	m ²
Hauteur	h	3.20	m

Volume de la fondation	Vf	1144.90	m ³
Charge totale	Gf2	22897.92	kN

Recharge sur fondation de -6.80 à -10.00m

Surface	l	134.58	m ²
Hauteur	h	2.88	m

Volumer	Vf	193.80	m ³
Charge totale	Gs2	3488.31	kN

6/ BILAN

G total en pied de 1 pilier	Gtot	11668.31 kN	1189.43 tonnes
------------------------------------	-------------	--------------------	-----------------------

Surface en pied de pilier	Spi	26.23	m ²
---------------------------	-----	-------	----------------

Contrainte en pied de pilier σ_{pi} 0.44 kN/m² MPa

G total sans fondation à +0.70m	Gtot	46673.23 kN	4757.72 tonnes
----------------------------------------	-------------	--------------------	-----------------------

G total avec fondation à -6.80m	Gtot	86849.23 kN	8853.13 tonnes
----------------------------------------	-------------	--------------------	-----------------------

Surface de fondation à -6.80m	Sf1	223.20	m ²
-------------------------------	-----	--------	----------------

Contrainte de sol à -6.80m σ_{s1} 0.39 kN/m² MPa

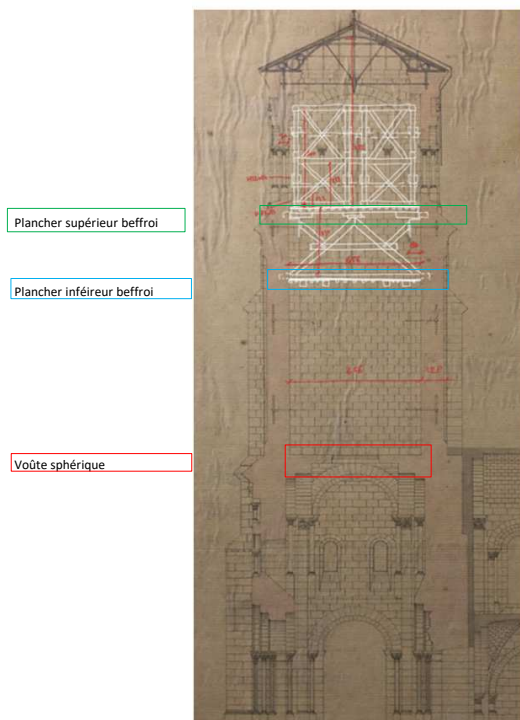
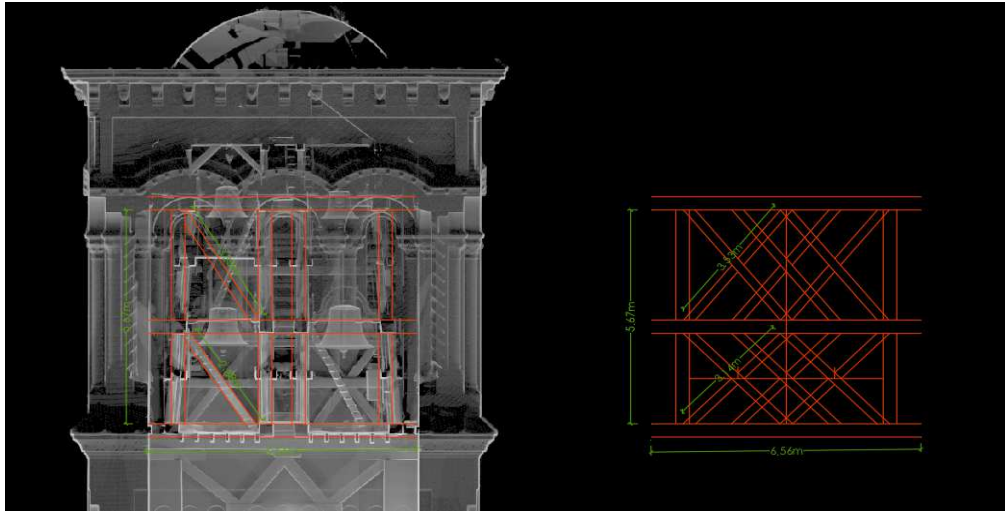
G total avec fondation à -10m	Gtot	113235.46 kN	11542.86 tonnes
--------------------------------------	-------------	---------------------	------------------------

Surface de fondation à -6.19m	Sf1	357.78	m ²
-------------------------------	-----	--------	----------------

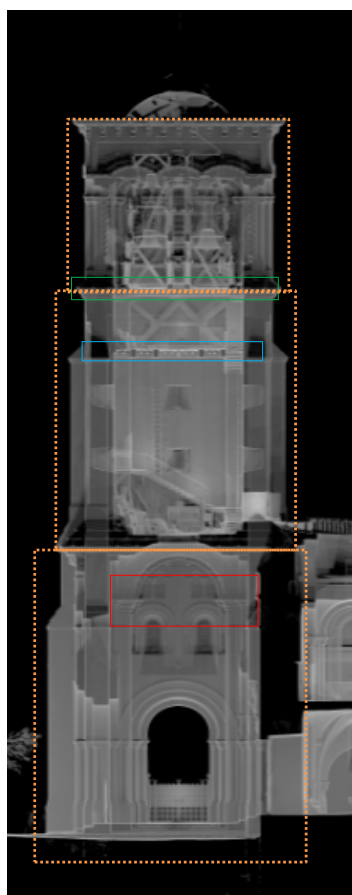
Contrainte de sol à -10.00m σ_{s2} 0.32 kN/m² MPa

(Valeurs non pondérées)

2/ BEFFROI



4/ MURS MAÇONNERIE



Partie haute des
maçonneries

Partie intermédiaire des
maçonneries

Partie basse des
maçonneries



5/ FONDATIONS

