

DOSSIER D'APPROBATION DES PLANS

GARE DE LA TINE ET VOIE DE GARAGE AU LANCIAU

Projet partiel : GARE DE LA TINE
Objet(s) :

Référence projet :
MZ 12.54

MZ 25.030-MU-G-AV – Bâtiment technique
Note de calcul

Pièce n°
12.4.6

Référence : 20114-Tine-MZ 25.030-MU-G-AV + Bat tech - NdC.docx



Ligne :	Montreux - Zweisimmen		
PK :	Km 24.405 à 26.447		
Commune :	Rossinière (VD)		
Echelle :	-	Format :	A4
Statut :	VERSION FINALE		

Auteur du plan

MONOD-PIGUET + Associés
Ingenieurs Conseils SA
Avenue de Cour 32
1007 Lausanne



STRATA ARCHITECTURE
Route de Saint-Julien 40
1227 Carouge Genève



COMPAGNIE DU CHEMIN DE FER
MONTREUX OBERLAND BERNOIS SA
Rue de la Gare 22 – CP 1426
1820 Montreux 1

Service :



Furrer+Frey AG
Thunstrasse 35
3000 Bern 6



GESTE ENGINEERING SA
Rue de la Gare de Triage 5
1020 Renens



Version	Date	Etabli par	Contrôlé par	Modifications
-	04.03.2022	MGi	NSi	Version initiale V0
A	29.04.2024	DPI	NSi	Mise à jour selon examen exhaustivité du 06.12.2023

Maître de l'ouvrage :

COMPAGNIE DU CHEMIN DE FER MONTREUX OBERLAND BERNOIS SA

Yves Pittet
Resp. Domaine Infrastructure

Alain Morand
Resp. Département Projets

Jennifer Desponds
Cheffe de projet

Auteur du projet :

Nicolas Simon
Chef de projet

Date :

Montreux, le

Gare de la Tine et voie de garage au Lanciau
Note de calcul Mur aval gauche km 25.030 – Bâtiment technique

Impressum				
Auteur		MONOD-PIGUET + ASSOCIES IC S.A.		
Diffusion				
		Compagnie du chemin de fer Montreux Oberland bernois		
Interne				
N° interne		20114-Tine-MZ 25.030-MU-G-AV + Bat tech - NdC.docx		
Révisions				
Version	Date	Auteur	Visa	Concerne
-	04.03.2022	MGi	NSI	Version initiale V0
A	29.04.2024	DPI	NSI	Mise à jour selon examen exhaustivité du 06.12.2023

TABLE DES MATIERES

1	DOCUMENTS DE BASE	7
1.1	BASES GÉNÉRALES.....	7
1.2	BASES SPÉCIFIQUES AU PROJET	8
2	INTRODUCTION	9
2.1	OBJET CONCERNÉ.....	9
2.2	DIMENSIONS PRINCIPALES	10
2.3	MATÉRIAUX	10
3	BÂTIMENT TECHNIQUE	11
3.1	ACTIONS PERMANENTES	11
3.1.1	Poids propre	11
3.1.2	Charge permanente sur ouvrage.....	11
3.1.3	Charge permanente à l'intérieur du bâtiment	12
3.1.4	Poussée des terres	12
3.2	ACTIONS VARIABLES	13
3.2.1	Charge utile sur l'ouvrage.....	13
3.2.2	Charge utile à l'intérieur du bâtiment	13
3.2.3	Charge de neige.....	13
3.2.4	Poussée des terres due au trafic ferroviaire	13
3.2.5	Pression hydrostatique	17
3.3	MODELISATION.....	18
3.3.1	Structure	18
3.3.2	Charges et combinaisons de charge.....	19
3.4	COMBINAISONS DE CHARGES	19
3.4.1	ELU type 1 – Stabilité d'ensemble	19
3.4.2	ELU type 2 – Sécurité structurale.....	20
3.4.3	ELS.....	20
3.5	STABILITE GENERALE	22
3.5.1	Renversement.....	22
3.5.2	Glissement	22
3.6	CONTRAINTES AU SOL	23
3.7	VERIFICATION DU BETON.....	23
3.7.1	Armature choisie	23
3.7.2	Vérification - Armature minimale de flexion	24
3.7.3	Vérification – Armature minimale de retrait.....	24
3.7.4	Vérification – Fissuration en service	25
3.7.5	Vérification - Sécurité structurale	26

3.7.6	Vérification – Fatigue	27
3.7.7	Vérification - Aptitude au service	29
3.8	CAS ACCIDENTELS	30
3.8.1	Aucune charge permanente sur le bâtiment	30
3.8.2	Séisme	31
3.8.3	Déraillement.....	32
3.8.4	Choc routier	33
3.9	IMPACT FORCE DE LACET	34
3.9.1	Stabilité générale – Renversement	34
3.9.2	Stabilité générale – Glissement	34
3.9.3	Contrainte au sol	34
3.9.4	Vérification du béton.....	36
4	MUR DIRECTION MONTBOVON.....	37
4.1	MODELISATION.....	37
4.2	ACTIONS PERMANENTES	38
4.2.1	Poids propre	38
4.2.2	Charge permanente sur ouvrage.....	38
4.2.3	Poussée des terres	39
4.3	ACTIONS VARIABLES	39
4.3.1	Charge utile sur l'ouvrage.....	39
4.3.2	Charge de neige.....	39
4.3.3	Poussée des terres due au trafic ferroviaire	39
4.3.4	Pression hydrostatique	40
4.4	COMBINAISONS DE CHARGES	40
4.4.1	ELU type 1 – Stabilité d'ensemble	40
4.4.2	ELU type 2 – Sécurité structurale.....	41
4.5	VÉRIFICATION - STABILITE GENERALE.....	41
4.6	CONTRAINTES AU SOL	42
4.7	VERIFICATION DU BETON.....	42
4.7.1	Armature choisie	42
4.7.2	Vérification - Armature minimale de retrait	43
4.7.3	Vérification – Fissuration service	43
4.7.4	Vérification - Sécurité structurale	44
4.7.5	Vérification – Fatigue	44
4.8	CAS ACCIDENTEL.....	44
4.8.1	Choc routier	44
4.9	IMPACT FORCE DE LACET	44

5	MUR ROSSINIÈRE.....	45
5.1	MODELISATION.....	45
5.2	ACTIONS PERMANENTES	45
5.2.1	Poids propre	45
5.2.2	Charge permanente sur ouvrage.....	45
5.2.3	Poussée des terres.....	45
5.3	ACTIONS VARIABLES	46
5.3.1	Charge utile sur l'ouvrage.....	46
5.3.2	Charge de neige.....	46
5.3.3	Poussée des terres due au trafic ferroviaire	46
5.3.4	Pression hydrostatique	47
5.4	COMBINAISONS DE CHARGES	47
5.4.1	ELU type 1 – Stabilité d'ensemble	47
5.4.2	ELU type 2 – Sécurité structurale.....	47
5.5	VÉRIFICATION - STABILITE GENERALE.....	48
5.6	CONTRAINTE AU SOL	48
5.7	VERIFICATION DU BETON.....	48
5.7.1	Armature choisie	48
5.7.2	Vérification - Armature minimale de retrait	49
5.7.3	Vérification – Fissuration service	49
5.7.4	Vérification - Sécurité structurale	49
5.7.5	Vérification – Fatigue	49
5.8	CAS ACCIDENTEL.....	50
5.8.1	Choc routier	50
5.9	IMPACT FORCE DE LACET	50
6	PAROIS PROVISOIRES.....	50
6.1.1	Paroi berlinoise ancrée	50
	• Trafic ferroviaire	52
	• Pression d'eau	52
	• Modèle de calcul.....	52
	• Vérification du défaut de butée	52
	• Efforts internes dans la paroi	52
	• Efforts internes dans les ancrages	53
6.1.2	Paroi gunitée clouée	53
	• Trafic ferroviaire	55
	• Pression d'eau	55
6.2	Vérification du parement en béton projeté – ELU 2	56

6.3	IMPACT FORCE DE LACET	57
7	SIGNATURES	57

ANNEXES

- Annexe 1 : Combinaisons de charge
- Annexe 2 : Modèle de calcul
- Annexe 3 : Vérification du béton – Bâtiment technique
- Annexe 4 : Schéma d'armature – Bâtiment technique
- Annexe 5 : Modèle de calcul – Mur direction Montbovon
- Annexe 6 : Vérification du béton – Mur direction Montbovon
- Annexe 7 : Schéma d'armature - Mur direction Montbovon
- Annexe 8 : Modèle de calcul – Mur direction Rossinière
- Annexe 9 : Vérification du béton – Mur direction Rossinière
- Annexe 10 : Schéma d'armature - Mur direction Rossinière
- Annexe 11 : Résultats KREA
- Annexe 12 : Blindage béton
- Annexe 13 : Paroi berlinoise LARIX
- Annexe 14 : Paroi clouée LARIX

1 DOCUMENTS DE BASE

1.1 BASES GÉNÉRALES

Bases légales

- [1] Loi fédérale sur les chemins de fer LCdF (01.01.2021)
- [2] Ordonnance sur la construction et l'exploitation des chemins de fer OCF (01.01.2021)
- [3] Disposition d'exécution de l'ordonnance sur les chemins de fer DE-OCF (01.11.2020)

Directives et règlements

- [4] Directive sur la procédure d'approbation des plans pour les installations ferroviaires
OPAPIF (01.11.2014)
- [5] Directive OFT et OFEV sur l'évacuation des eaux des installations ferroviaires (août 2018)
- [6] Directive pour la protection contre la corrosion provoquée par les courants vagabonds d'installation à courant continu : C3 f (édition 2011)
- [7] R RTE 20100 Sécurité lors de travaux sur et aux abords des voies [03.01.2020]
- [8] R RTE 20512 de l'union des transports publics "Profil d'espace libre – voie métrique" [28.03.2014]
- [9] R RTE 21110 de l'union des transports publics "Infrastructure et ballast" [01.09.2015]
- [10] D RTE 22540 de l'union des transports publics "Guide pratique voie ferrée métrique" [15.01.2011]

Normes

- | | | | |
|------|-------------------------|--------|--|
| [11] | SIA 260 | (2013) | Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses |
| [12] | SIA 261 | (2020) | Actions sur les structures porteuses |
| [13] | SIA 261/1 | (2020) | Spécifications complémentaires |
| [14] | SIA 262 | (2013) | Construction en béton yc. correctif C1 |
| [15] | SIA 262/1 | (2019) | Spécifications complémentaires |
| [16] | SIA 265 | (2021) | Construction en bois |
| [17] | SIA 267 | (2013) | Géotechnique yc. correctifs C1 et C2 |
| [18] | SIA 267/1 | (2013) | Spécifications complémentaires |
| [19] | SIA 272 | (2009) | Étanchéité et drainage d'ouvrages enterrés et souterrains, yc. correctifs C1 et C2 |
| [20] | SIA 500 | (2009) | Constructions sans obstacles yc. correctifs C1 et C2 |
| [21] | SN EN 206 2013+A12:2016 | (2018) | Béton – Spécification, performances, production et conformité |
| [22] | VSS SN 40 238 | (2019) | Trafic des piétons et des deux-roues légers, rampes, escaliers et rampes à gradins |

1.2 BASES SPÉCIFIQUES AU PROJET

Rapports

- [23] Etude géotechnique établie par le bureau K&F SA, 9 avril 2021
- [24] Pièce 12.4.6 – Convention d'utilisation
- [25] Pièce 12.4.7 – Base de projet

Plans

- [26] Relevé du géomètre exécuté par le bureau Geosolutions SA le 18 novembre 2020
- [27] Pièce 11.2.1 – La Tine – Plan de projet de voies
- [28] Pièce 11.2.2 – La tine – Profil en long voie 1 – 21
- [29] Pièce 11.2.6 – Plan de l'abri voyageurs
- [30] Pièce 12.2.8 – Mur de soutènement km 25.030 – Bâtiment technique
- [31] Pièce 16.1 – Plan d'aménagement des locaux techniques

2 INTRODUCTION

2.1 OBJET CONCERNÉ

La présente note de calcul concerne l'ouvrage de soutènement aval MZ 25.030-MU-G-AV – Bâtiment technique projeté dans le cadre du projet de renouvellement de la gare de la Tine et voie de garage au Lanciau. Il est situé sur le tronçon entre Montbovon et la Tine entre le km 25.030 et le km 25.102 sur la ligne Montreux-Zweisimmen à l'aval des voies principales 1 et 2 et du cheminement piéton comme illustré dans la Figure 1 ci-dessous.

La note de calcul différencie quatre parties de l'ouvrage :

- Le bâtiment technique (chapitre 3)
- Le mur de soutènement côté Montbovon (chapitre 4)
- Le mur de soutènement côté Rossinière (chapitre 5)
- La paroi provisoire de soutènement (chapitre 6)

Les quatre parties de l'ouvrage sont illustrées sur la figure ci-dessous.

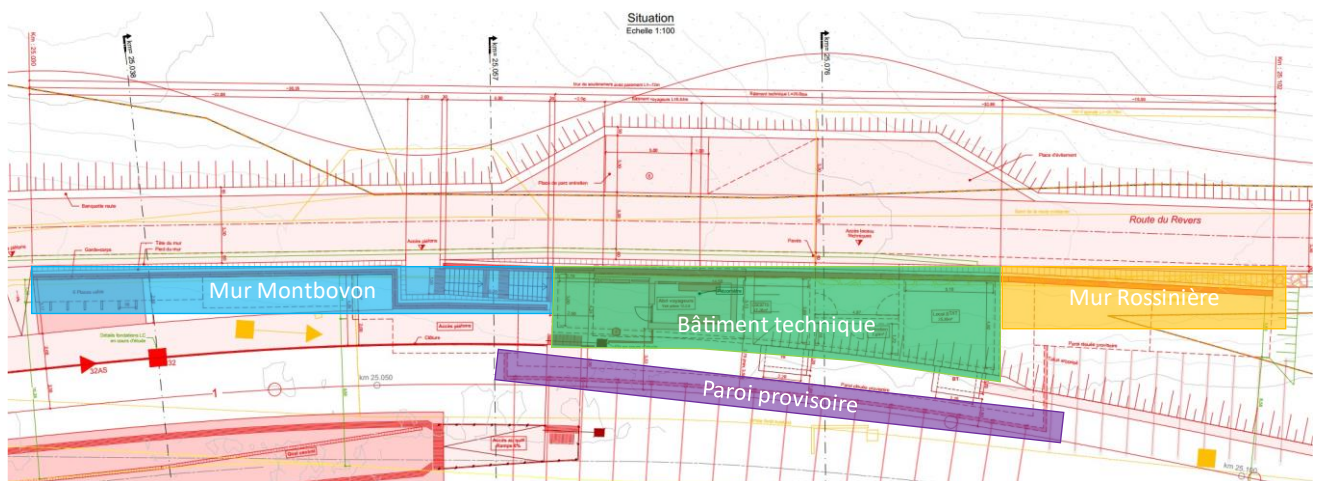


Figure 1 Situation des quatre parties de l'ouvrage

2.2 DIMENSIONS PRINCIPALES

Le bâtiment technique a une longueur totale de 26 [m]. La largeur varie entre 5.6 et 7.8 [m]. La hauteur totale de l'ouvrage est 6.4 [m].

Le mur de soutènement côté Montbovon a une longueur de 30 [m]. Sa hauteur varie entre 4.5 et 2.3 [m].

Le mur de soutènement côté Rossinière a une longueur de 16 [m]. Sa hauteur varie entre 6.6 et 3.6 [m].

2.3 MATÉRIAUX

La structure porteuse est entièrement en béton armé coulé sur place. Les matériaux utilisés sont ceux décrits dans la base de projet, chapitre 4.3.

3 BÂTIMENT TECHNIQUE

3.1 ACTIONS PERMANENTES

3.1.1 Poids propre

Le poids propre du béton armé est considéré à $\gamma = 25 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

3.1.2 Charge permanente sur ouvrage

3.1.2.1 Complexe sur dalle

Le complexe prévu sur la dalle se couverture du bâtiment est :

- Couche d'étanchéité
- Couche de remblai (hauteur variable selon zone)
- Complexe bitumineux (selon zone)

Pour le calcul des charges, le poids volumique de ces éléments est considéré ainsi :

- Etanchéité : Négligé
- Remblais : $20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
- Enrobé bitumineux : $24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

Selon les épaisseurs prévues, la charge permanente due au complexe sur dalle est divisée en 3 zones :

	Remblai		Enrobé bitumineux		Charge totale	
Zone A	150	[cm]	18	[cm]	34	[kN/m ²]
Zone B	50 à 150	[cm]	18	[cm]	24	[kN/m ²]
Zone C	50	[cm]	0	[cm]	10	[kN/m ²]

Tableau 1. Charge permanente sur le bâtiment



Figure 2. Charges permanentes sur le bâtiment

3.1.2.2 Abri voyageur

L'ensemble de l'abri voyageur est considéré ici comme une charge permanente agissant sur la dalle de couverture du bâtiment technique.

La structure de l'abri n'étant pas encore définie, la charge est estimée grossièrement ici comme une charge linéaire répartie sur les quatre côtés de l'abri. Cette charge est estimée à 3.5 [kN/m].

3.1.3 Charge permanente à l'intérieur du bâtiment

La charge permanente à l'intérieur du bâtiment (agissant sur le radier) est négligée ici.

3.1.4 Poussée des terres

Pour la vérification du bâtiment technique, la poussée des terres au repos est utilisée. Les coefficients de poussée active et poussée active majorée sont également calculés dans ce paragraphe car ils seront utilisés pour les vérifications des murs côté Montbovon et Rossinière (chapitres 4 et 5).

3.1.4.1 Caractéristiques du terrain

Le terrain autour du bâtiment est essentiellement du remblai. Selon les données à disposition, on considère un poids volumique de $\gamma = 21$ [kN/m³] un angle de frottement interne de $\varphi' = 35^\circ$ et une cohésion $c' = 0$ [kN/m²].

3.1.4.2 Répartition

La poussée des terres horizontale permanente est considérée répartie de manière triangulaire (SIA 261, Tableau 2). Elle agit perpendiculairement à la surface d'application.

3.1.4.3 Poussée active

Le coefficient de poussée active est déterminé selon l'annexe B de la SIA 261, avec les paramètres du tableau suivant.

Angle de frottement	$\varphi' =$	35	[°]
Pente du terrain	$\beta =$	0	[°]
Angle de frottement sol paroi	$\delta_k =$	23.33	[°]
	$\delta_k/\varphi_k =$	0.67	[-]
Coefficient de poussée active	$K_{ah} =$	0.23	[-]

Tableau 2. Calcul du coefficient de poussée active

3.1.4.4 Poussée au repos

Le coefficient de poussée au repos est déterminé selon la SIA 261 chiffre 4.3.2.4, avec les paramètres du tableau suivant.

Angle de frottement	$\varphi' =$	35	[°]
Pente du terrain	$\beta =$	0	[°]
Coefficient de poussée au repos	$K_0 =$	0.43	[-]

Tableau 3. Calcul du coefficient de poussée au repos

3.1.4.5 Poussée active majorée

Le coefficient de poussée active majorée est défini ici par la moyenne entre le coefficient de poussée active et au repos.

Coefficient de poussée active majoré	$K_{ah,maj} = 0.33$ [-]
---	---

Tableau 4. Coefficient de poussée active majorée

3.2 ACTIONS VARIABLES

3.2.1 Charge utile sur l'ouvrage

L'ensemble de la dalle de couverture du bâtiment technique est considérée accessible, soit assimilable à une catégorie de surface C3 (surface librement accessible pouvant accueillir des rassemblements de personne), selon la SIA 261 tableau 8. L'intérieur de l'abri voyageur est considéré également de catégorie C3. La charge utile sur l'ouvrage est donc de $q_k = 5.0$ [kN/m²].

3.2.2 Charge utile à l'intérieur du bâtiment

La charge utile à l'intérieur du bâtiment est de catégorie E, avec une charge répartie de $q_k = 5.0$ [kN/m²].

3.2.3 Charge de neige

Au vu de la configuration du bâtiment, la charge de neige considérée q_k est identique à la charge de neige calculée sur terrain horizontal s_k selon la SIA 261. Cette charge de neige est applicable sur le bâtiment et à ses alentours en tant que surcharge pour la poussée des terres.

Altitude du site	850 [m]
Correction	200 [m]
Altitude de référence	$h_0 = 1050$ [m]
Coef. de forme	$\mu_1 = 1.0$ [-]
Coef. d'exposition	$C_e = 1.0$ [-]
Coef. thermique	$C_T = 1.0$ [-]
Charge sur terrain horizontal	$s_k = 4.00$ [kN/m ²]
Charge considérée	$q_k = 4.00$ [kN/m²]

Tableau 5. Calcul de la charge de neige

3.2.4 Poussée des terres due au trafic ferroviaire

Pour le cas du bâtiment technique, les deux voies ont une influence sur la structure selon le modèle de répartition admis pour le calcul de la poussée des terres. Le calcul de la poussée est fait de manière similaire pour les deux voies.

3.2.4.1 Répartition

La poussée des terres horizontale due à la charge ferroviaire gravitaire est considérée répartie de manière rectangulaire (SIA 261, Tableau 2). Elle agit perpendiculairement à la surface d'application.

La force centrifuge due au trafic ferroviaire est modélisée comme une force horizontale linéaire agissant sur le haut de l'ouvrage.

La distance entre l'ouvrage et la voie 1 (3.10 m) est constante sur la longueur de l'ouvrage. Les charges agissant sur l'ouvrage sont donc également constantes le long de l'ouvrage.

La distance entre l'ouvrage et la voie 2 est variable entre 6.5 et 9.6 m. Par mesure de simplification, une charge uniforme est appliquée sur l'ouvrage. Elle est calculée selon une distance moyenne de 8 m par rapport à l'ouvrage.

3.2.4.2 Modèle de charge

Pour déterminer le modèle de charge le plus défavorable pour la poussée horizontale de la charge ferroviaire sur le bâtiment, les modèles de charge 5, 6 et 7 de la SIA 261 sont comparés. La charge totale agissant sur la longueur du bâtiment est calculée pour ces trois modèles dans le tableau suivant.

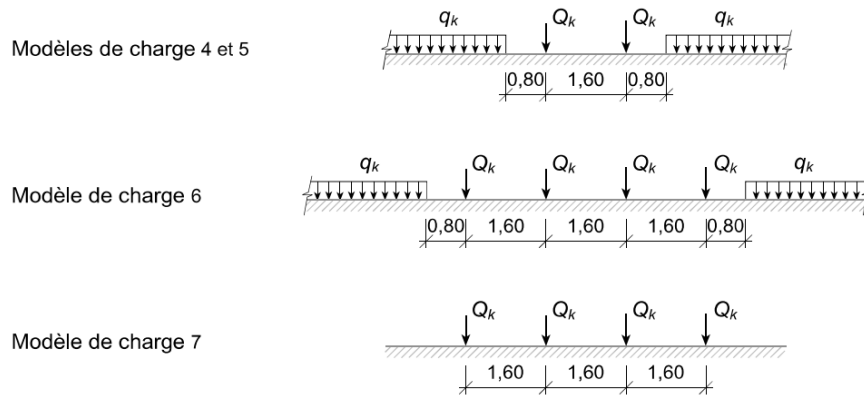


Figure 3. Modèles de charge selon la SIA 261 chiffre 12.2.1

Longueur bâtiment	$l =$	26	[m]		
Modèle 5	$Q_k =$	160	[kN]	$\times 2 =$	320 [kN]
	$q_k =$	50	[kN/m]	$\times 23 =$	1140 [kN]
	Total				1460 [kN]
Modèle 6	$Q_k =$	160	[kN]	$\times 4 =$	640 [kN]
	$q_k =$	70	[kN/m]	$\times 20 =$	1372 [kN]
	Total				2012 [kN]
Modèle 7	$Q_k =$	200	[kN]	$\times 4 =$	800 [kN]
	$q_k =$	0	[kN/m]	$\times 20 =$	0 [kN]
	Total				800 [kN]

Tableau 6. Comparaison des modèles de charge

Le modèle 6 est clairement déterminant pour la stabilité générale de l'ouvrage. Le modèle 7 implique des charges localement plus élevées. La différence pour les effort interne ELU lié à cette charge est estimée à environ 4% par rapport au modèle 6. Cette différence est négligée par simplification. Le modèle 6 est donc utilisé.

Le calcul de la poussée horizontale sur l'ouvrage est donc basé sur le modèle de charge 6., avec une charge répartie $q_k = 70$ [kN/m] et quatre charges ponctuelles $Q_k = 160$ [kN].

Par la suite, on distingue la zone Q_k de longueur 6.4 m et la zone q_k qui constitue le reste du modèle. Pour déterminer la charge horizontale répartie sur l'ouvrage, les charges quatre charges ponctuelles Q_k sont d'abord transformées en une charge surfacique en les répartissant sur une longueur de $4 * 1.6$ [m] et une largeur de 2 [m]. Cette charge agit à 60 [cm] sous le plan de roulement, conformément à la SIA 261 chiffre 12.2.1.4.

$$q_k(Q_k) = \frac{4 * Q_k}{4 * 1.6 * 2} = 50 [kN/m]$$

De la même manière, la charge linéaire q_k du modèle est transformée en une charge surfacique sur une largeur de 2 [m].

$$q_k(q_k) = \frac{q_k}{2} = 35 [kN/m]$$

Les poussées horizontales active $p_{s,active}$ dues aux charges verticales $q_k(Q_k)$ et $q_k(q_k)$ sont déterminées selon Graux. Les valeurs sont données dans le Tableau 7

$$p_{s,active} = \frac{b q \tan(45^\circ - \varphi/2)}{(a + b) \tan(45^\circ + \varphi/2) - a \tan(\varphi)}$$

Le dimensionnement de l'ouvrage se faisant avec une poussée au repos, la poussée active est multipliée par le rapport K_0/K_{ah} .

$$p_{s,repos} = p_{s,active} \frac{K_0}{K_{ah}}$$

Gare de la Tine et voie de garage au Lanciau
Note de calcul Mur aval gauche km 25.030 – Bâtiment technique

Train voie 1		Train voie 2	
<i>Zone Q_k - modèle 6</i>		<i>Zone Q_k - modèle 6</i>	
$q_k(Q_k) =$	50.0 [kN/m ²]	$q_k(Q_k) =$	50.0 [kN/m ²]
a =	2.10 [m]	a =	7.00 [m]
b =	2.00 [m]	b =	2.00 [m]
z ₁ =	1.40 [m]	z ₁ =	1.40 [m]
z ₂ =	5.00 [m]	z ₂ =	5.00 [m]
φ' =	35.00 [°]	φ' =	35.00 [°]
P _{s,active} =	8.1 [kN/m ²]	P _{s,active} =	4.2 [kN/m ²]
P_{s,repos} =	15.1 [kN/m²]	P_{s,repos} =	7.8 [kN/m²]
<i>Zone q_k - modèle 6</i>		<i>Zone q_k - modèle 6</i>	
$q_k(q_k) =$	35.0 [kN/m ²]	$q_k(q_k) =$	35.0 [kN/m ²]
a =	2.10 [m]	a =	7.00 [m]
b =	2.00 [m]	b =	2.00 [m]
z ₁ =	1.40 [m]	z ₁ =	1.40 [m]
z ₂ =	5.00 [m]	z ₂ =	5.00 [m]
φ' =	35.00 [°]	φ' =	35.00 [°]
P _{s,active} =	5.7 [kN/m ²]	P _{s,active} =	2.9 [kN/m ²]
P_{s,repos} =	10.5 [kN/m²]	P_{s,repos} =	5.5 [kN/m²]

Tableau 7. Calcul de la poussée horizontale due à la charge ferroviaire

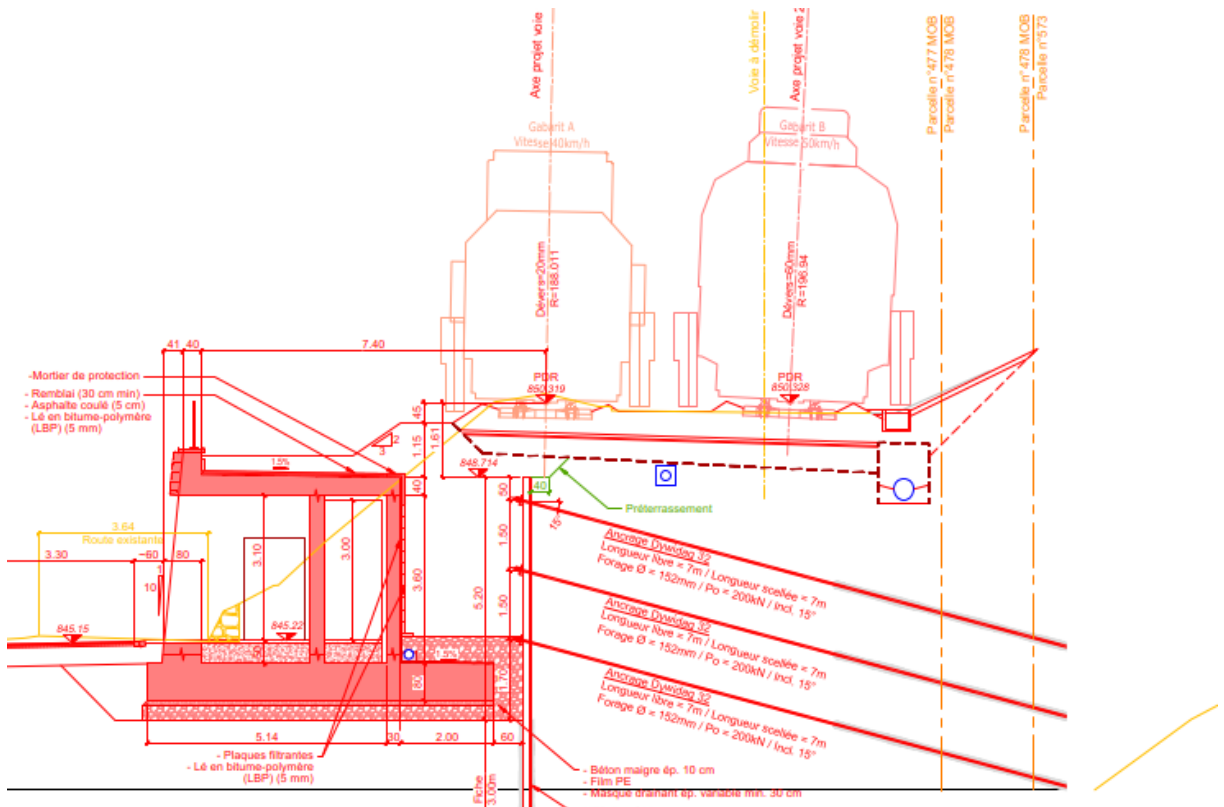


Figure 4. Principe de poussée due à la charge ferroviaire

Le coefficient α pour la classification des modèles est pris en compte lors du calcul des valeurs de dimensionnement des charges. Les coefficients de dimensionnement sont donnés pour chaque combinaison au chapitre 3.4. Les valeurs de dimensionnement des charges sont résumées en annexe 1.

3.2.4.3 Force centrifuge

La voie 1 le long de l'ouvrage est courbe, avec un rayon de 188 m admis constant. La force centrifuge est calculée selon la norme SIA 261 chiffre 11.2.4.3.

Vitesse de base	$v = 40$ [km/h]
Charge	$q_k = 70$ [kN/m]
Coefficient de réduction	$\eta = 1$ [-]
Rayon	$r = 188$ [m]
Pesanteur	$g = 9.81$ [m/s ²]
Force centrifuge	$q_{zk} = 4.69$ [kN/m]

Tableau 8. Calcul de la force centrifuge

La force centrifuge est modélisée comme une force horizontale linéaire constante agissant au sommet de l'ouvrage.

3.2.5 Pression hydrostatique

L'ouvrage étant drainé, aucune pression hydrostatique n'est considérée.

3.3 MODELISATION

Le bâtiment est modélisé en 3D sur le logiciel de calcul par élément fini Robot Structural Analysis.

3.3.1 Structure

Le modèle est composé de dalles et de voiles. Le tout formant une « boîte » 3D rigide. Les dalles et les voiles sont des modèles « coque ». Les épaisseurs des éléments sont résumées dans le Tableau 9.

Le radier est modélisé comme appuyé sur un sol élastique ne fonctionnant qu'en compression (soulèvement du radier possible). La rigidité du sol est définie à $k_z = 18000$ [kN/m³].

Les liaisons entre les voiles et le radier sont rigides. Les liaisons entre les voiles et la dalle sont également rigides.

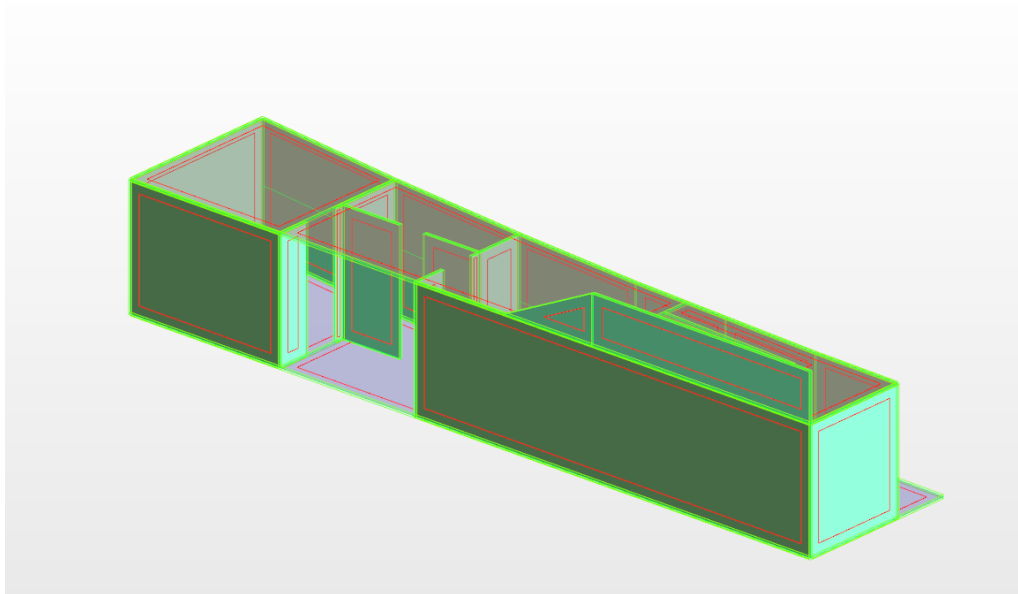


Figure 5. Modèle de calcul 3D

	Ep. Prévue [cm]	Ep. Modélisée [cm]
Radier	80	80
Dalle	var. 40 - 46	40
Mur contre terre	30	30
Murs intérieurs	30	30
Murs extérieurs	var. 30 - 85	60

Tableau 9. Épaisseur modélisée

3.3.2 Charges et combinaisons de charge

Les charges modélisées sont celles définies aux paragraphes 3.1 et 3.2. Elles sont illustrées dans l'annexe 2 (p.2-7). Les charges de poussée des terres sont définies comme des charges surfacique entrées manuellement.

Les combinaisons de charges sont celles explicitées au chapitre 3.4.

3.4 COMBINAISONS DE CHARGES

Les valeurs caractéristiques et les valeurs de dimensionnement des charges pour chaque combinaison présentée ci-dessous sont décrites dans l'annexe 1.

Pour la vérification ELU, toutes les charges liées au trafic ferroviaire sont multipliées par le coefficient pour la classification des modèles de charge $\alpha = 1.13$ [-], selon les recommandations de l'OFT.

Le coefficient dynamique est admis à $\Phi = 1.0$ [-] (SIA 261, chiffre 11.3.1.6). Par simplification, le coefficient n'est pas mentionné dans le calcul des charges.

3.4.1 ELU type 1 – Stabilité d'ensemble

La vérification au renversement et au glissement se fait selon la même combinaison. La poussée des terres au repos est considérée (K_0).

	<i>Effet</i>	<i>Coefficient appliqué</i>
Actions permanentes		
Poids propre structure	Favorable	$\gamma_G = 0.90$ [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Favorable	$\gamma_G = 0.90$ [-]
Poids de terre sur semelle	Favorable	$\gamma_G = 0.90$ [-]
Poussée des terres (K_0)	Défavorable	$\gamma_G = 1.35$ [-]
Actions variables - Ferroviaire		$\alpha = 1.13$ [-]
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45$ [-]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45$ [-]
Force centrifuge	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45$ [-]
Actions variables - Autres		
Charge de neige (hors bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 = 0.94$ [-]
Charge de neige (sur bâtiment)	Non concomitant	
Charge utile sur bâtiment	Non concomitant	

Tableau 10. Combinaison ELU type 1

3.4.2 ELU type 2 – Sécurité structurale

La sécurité structurale est vérifiée selon la combinaison suivante.

	<i>Effet</i>	<i>Coefficient appliqué</i>
Actions permanentes		
Poids propre structure	Défavorable	$\gamma_G = 1.35$ [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Défavorable	$\gamma_G = 1.35$ [-]
Poids de terre sur semelle	Défavorable	$\gamma_G = 1.35$ [-]
Poussée des terres (K0)	Défavorable	$\gamma_G = 1.35$ [-]
Actions variables - Ferroviaire		$\alpha = 1.13$ [-]
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45$ [-]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45$ [-]
Force centrifuge	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45$ [-]
Actions variables - Autres		
Charge de neige (hors bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 = 0.94$ [-]
Charge de neige (sur bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 = 0.94$ [-]
Charge utile sur bâtiment	Défavorable	$\gamma_Q = 1.50$ [-]

Tableau 11. Combinaison ELU type 2

3.4.3 ELS

3.4.3.1 ELS quasi-permanent

Pour le cas quasi-permanent, la poussée des terres due au passage du train n'est pas prise en compte. La poussée des terres au repos est considérée.

	<i>Effet</i>	<i>Coefficient appliqué</i>
Actions permanentes		
Poids propre structure	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Poids de terre sur semelle	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Poussée des terres (K0)	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Actions variables - Ferroviaire		$\alpha = 1.00$ [-]
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Défavorable	$\psi_2 = 0.00$ [-]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6	Défavorable	$\psi_2 = 0.00$ [-]
Force centrifuge	Défavorable	$\psi_2 = 0.00$ [-]
Actions variables - Autres		
Charge de neige (hors bâtiment)	Négligé	
Charge de neige (sur bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 = 0.05$ [-]
Charge utile sur bâtiment	Défavorable	$\psi_2 = 0.30$ [-]

Tableau 12. Combinaison ELS quasi-permanent

3.4.3.2 *ELS fréquent*

Cette combinaison reprend le cas ELS quasi-permanent en ajoutant l'action due au passage du train. La poussée due au passage du train est considérée avec un coefficient $\alpha = 1.0$ [-] et $\psi = 1.0$ [-].

	Effet	Coefficient appliqué
Actions permanentes		
Poids propre structure	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Poids de terre sur semelle	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Poussée des terres (K_0)	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Actions variables - Ferroviaire		
		$\alpha = 1.13$ [-]
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Défavorable	$\psi_2 = 1.00$ [-]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6	Défavorable	$\psi_2 = 1.00$ [-]
Force centrifuge	Défavorable	$\psi_2 = 1.00$ [-]
Actions variables - Autres		
Charge de neige (hors bâtiment)	Négligé	
Charge de neige (sur bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 = 0.05$ [-]
Charge utile sur bâtiment	Défavorable	$\psi_2 = 0.30$ [-]

Tableau 13. Combinaison ELS fréquent

3.5 STABILITE GENERALE

3.5.1 Renversement

La vérification au renversement se fait avec la combinaison de charge définie au paragraphe 3.4.1. Le calcul pour cette combinaison de charge converge ce qui implique qu'un équilibre est trouvé et donc que le bâtiment ne se renverse pas. Selon les résultats du modèle, le radier du bâtiment est encore appuyé sur la totalité de sa surface (voir annexe 2 p.8).

Pour avoir une estimation du facteur de sécurité au renversement (S_R), la vérification selon les moments globaux stabilisant et déstabilisant est faite ici. Le moment autour du point O dû résultante horizontale des action déstabilisantes F_H est comparé à celui dû à la résultante des actions stabilisantes F_V . La position des résultantes est estimée ici de manière approximative mais sécuritaire. La résultante verticale est placée sur le centre de gravité. La résultante horizontale est placée sur la mi-hauteur du mur.

$$S_R = \frac{F_V D_y}{F_H D_z} = 2.85 [-] > 1.0 [-] \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 14421$ [kN] $D_y = 3.7$ [m]
 $F_H = 7768$ [kN] $D_z = 2.40$ [m]

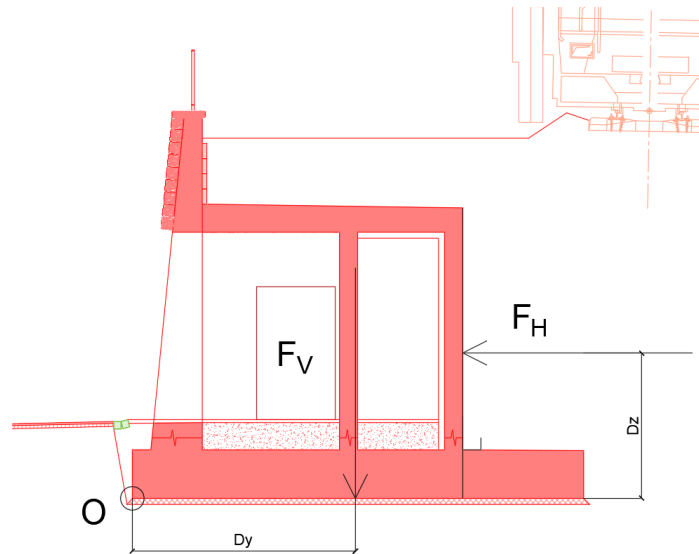


Figure 6. Position des résultantes horizontales et verticales

3.5.2 Glissement

Le glissement est vérifié selon la combinaison de charge définie au paragraphe 3.4.1. La résistance au glissement $R_{T,d}$ est comparée à la résultante des force horizontales F_H .

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_V \tan(\varphi') = 10097 [kN] > F_H = 7768 [kN] \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 14421$ [kN] $\varphi' = 35^\circ$

Le facteur partiel γ_R est admis à $\gamma_R = 1.0$ [-]. Ceci se justifie par une approche conservatrice pour la détermination des efforts (utilisation de K_0) et par le fait que la butée est négligée (hypothèse conservatrice).

3.6 CONTRAINTE AU SOL

La contrainte au sol maximale en service est estimée à $q_{d,ser} = 139$ [kN/m²]. (Annexe 2 p.9). Cette contrainte est inférieure à la contrainte maximale en service selon le rapport géotechnique $q_{ser} = 310$ [kN/m²].

3.7 VERIFICATION DU BETON

3.7.1 Armature choisie

Les tableaux ci-dessous sont définis selon le schéma d'armature de l'annexe 4.

Les armatures ont été dimensionnées pour les endroits critiques. Une optimisation pourra être effectuée en phase exécution, notamment pour la dalle est le mur à épaisseur variable.

3.7.1.1 Radier

Epaisseur radier : 80 cm

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Inférieur	Nappe I	$\Phi = 22$	$e = 15$	Fis. retrait
	Nappe II	$\Phi = 22$	$e = 15$	Fis. retrait
Supérieur	Nappe III	$\Phi = 22$	$e = 15$	Fis. retrait
	Nappe IV	$\Phi = 22$	$e = 15$	Fis. retrait

Tableau 14. Armature radier

3.7.1.2 Murs contre terre

Epaisseur murs : 30 cm

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Horizontal	Intérieur	$\Phi = 14$	$e = 15$	Fis. retrait
	Extérieur	$\Phi = 14$	$e = 15$	Fis. retrait
Vertical	Intérieur	$\Phi = 14$	$e = 15$	Fis. service
	Extérieur (base)	$\Phi = 22$	$e = 15$	Fis. service
	Extérieur (haut)	$\Phi = 18$	$e = 15$	Fis. service

Tableau 15. Armature mur contre terre

3.7.1.3 Mur extérieur

Epaisseur murs : var. 30 – 85 cm

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Horizontal	Intérieur	$\Phi = 20$	$e = 15$	Fis. retrait
	Extérieur	$\Phi = 20$	$e = 15$	Fis. retrait
Vertical	Intérieur	$\Phi = 18$	$e = 15$	Min flexion
	Extérieur	$\Phi = 18$	$e = 15$	Min flexion

Tableau 16. Armature mur extérieu

3.7.1.4 Murs intérieurs

Epaisseur mur : 30 cm

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Horizontal	Intérieur	$\Phi = 14$	$e = 15$	Fis. retrait
	Extérieur	$\Phi = 14$	$e = 15$	Fis. retrait
Vertical	Intérieur	$\Phi = 10$	$e = 15$	*
	Extérieur	$\Phi = 10$	$e = 15$	*

Tableau 17. Armature murs intérieurs

L'armature verticale des murs intérieur n'est critique pour aucun cas. L'armature est choisie pour une mise en place facile sur le chantier.

3.7.1.5 Dalle de couverture

Epaisseur dalle : var. 40 – 46 cm

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Inférieur	Nappe I	$\Phi = 16$	$e = 15$	Fis. Service
	Nappe II	$\Phi = 16$	$e = 15$	Fis. Service
Supérieur	Nappe III	$\Phi = 16$	$e = 15$	Fis. Service
	Nappe IV	$\Phi = 16$	$e = 15$	Fis. Service

Tableau 18. Armature dalle de couverture

3.7.2 Vérification - Armature minimale de flexion

L'armature minimale de flexion est vérifiée en comparant le moment de fissuration des éléments au moment résistant selon l'armature définie au paragraphe 3.7.1. Les moments de fissuration et résistant sont tirés des tableaux donnés en annexe 3.

	Ep. Considérée	Moment fis.	Armature choisie	Moment résistant	
	h [cm]	M_{fis} [kNm/m]	A_s [mm ² /m]	M_{Rd} [kNm/m]	
Radier	80	402	2534	794	OK
Murs contre terre	30	57	1026	108	OK
Mur extérieur	85	454	1696	577	OK
Murs intérieurs	Non pertinent				
Dalle	46	133	1026	179	OK

Tableau 19. Vérification armature minimale de flexion

3.7.3 Vérification – Armature minimale de retrait

Le calcul de l'armature minimale vis-à-vis du retrait est montré en annexe 3 §3. Le calcul est effectué selon la norme SIA 262.

Les éléments concernés par cette vérification sont :

- Radier – dans les deux directions
- Murs contre terre – sens horizontal
- Mur extérieur – sens horizontal
- Mur intérieur – sens horizontal

3.7.3.1 Radier

Les exigences vis-à-vis des fissures dues au retrait sont déterminantes. Une exigence accrue est demandée. Le calcul de l'armature minimale est basé sur une ouverture nominale de fissure de $w_{nom} = 0.5$ [mm].

Pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur prévue de 80 [cm], l'armature minimale de fissuration **2376 [mm²/m]** par côté. Elle est applicable dans les deux directions.

Armature sur chaque nappe : $\Phi = 22$ e = 15 -> 2530 [mm²/m] > 2376 [mm²/m] -> ok.

3.7.3.2 Murs contre terre

Les murs contre terre doivent répondre à une exigence de fissuration accrue dans leur sens horizontal, $w_{nom} = 0.5$ [mm].

L'armature minimale horizontale de retrait pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur prévue de 30 [cm] est **870 [mm²/m]** par côté.

Armature horizontale : $\Phi = 14$ e = 15 -> 1030 [mm²/m] > 870 [mm²/m] -> ok.

3.7.3.3 Mur extérieur

Les murs extérieurs doivent répondre à une exigence de fissuration accrue dans le sens horizontal, $w_{nom} = 0.5$ [mm].

L'armature minimale horizontale de retrait pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur moyenne prévue de 60 [cm] est **1830 [mm²/m]** par côté.

Armature horizontale : $\Phi = 20$ e = 15 -> 2090 [mm²/m] > 1830 [mm²/m] -> ok.

3.7.3.4 Murs intérieurs

Les murs intérieurs doivent répondre à une exigence de fissuration accrue dans leur sens horizontal, $w_{nom} = 0.5$ [mm].

L'armature minimale horizontale de retrait pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur prévue de 30 [cm] est **870 [mm²/m]** par côté.

Armature horizontale : $\Phi = 14$ e = 15 -> 1030 [mm²/m] > 870 [mm²/m] -> ok.

3.7.4 Vérification – Fissuration en service

Le calcul de la limitation des fissures en service est effectué selon la norme SIA 262. Le calcul du moment de flexion maximal en service (M_{serv}) est montré en annexe 3 §4. Ce moment est comparé au moment calculé $M_{d,serv}$ pour le cas de charge ELS Fréquent (annexe 2 p.10-11).

Les éléments concernés par cette vérification sont les éléments travaillant en flexion :

- Murs contre terre – sens vertical
- Mur extérieur – sens vertical
- Dalle – dans les deux directions

3.7.4.1 Murs contre terre

Travaillant essentiellement en flexion, les murs contre terre sont soumis à une exigence de fissuration élevée dans le sens vertical, $w_{nom} = 0.2$ [mm].

	Moment max	Moment ELS Fréquent	
	M_{serv} [kNm/m]	$M_{d,serv}$ [kNm/m]	
Base	125	116	OK
Mi-hauteur	67	39	OK
Haut	95	42	OK

Tableau 20. Vérification moments en service

3.7.4.2 Mur extérieur

Le mur extérieur est soumis à une exigence de fissuration élevée, $w_{nom} = 0.2$ [mm]. La vérification se fait au niveau de la dalle. Le mur a une épaisseur de 44 [cm] à ce niveau.

	Moment max	Moment ELS Fréquent	
	M_{serv} [kNm/m]	$M_{d,serv}$ [kNm/m]	
Haut	128	60	OK

Tableau 21. Vérification moments en service

Le moment en service au pied du mur ($M_{d,serv} = 132$ [kNm/m]) est bien inférieur au moment de fissuration (454 [kNm/m]). La vérification de l'ouverture des fissures n'est pas pertinente.

3.7.4.3 Dalle

La dalle est soumise à une exigence de fissuration élevée, $w_{nom} = 0.2$ [mm].

	Moment max	Moment ELS Fréquent	
	M_{serv} [kNm/m]	$M_{d,serv}$ [kNm/m]	
Inférieur	114	40	OK
Supérieur	114	65	OK

Tableau 22. Vérification moments en service

3.7.5 Vérification - Sécurité structurale

Les vérifications de la sécurité structurale se font selon la combinaison ELU type 2 défini au paragraphe 0.

Les résistances des éléments sont calculées selon l'armature définie au paragraphe 3.7.1 et selon la SIA 261. Les moments résistants et la résistance à l'effort tranchant sont tirés des tableaux de l'annexe 3.

3.7.5.1 Radier

Les valeurs de dimensionnement des moments de flexion sont prises à leur pic. Elles ne sont pas critiques. Une coupe à l'endroit le plus sollicité à l'effort tranchant est réalisée pour déterminer la valeur critique de dimensionnement. Efforts : voir annexe 2 p.12-14.

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Flexion			
Max	$M_d = 298$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 770$ [kNm/m]	OK
Min	$M_d = -380$ [kNm/m]	$M_{Rd} = -770$ [kNm/m]	OK
Effort tranchant	$V_d = 380^*$ [kN/m]	$V_{Rd} = 479$ [kN/m]	OK

Tableau 23. Vérifications ELU

*Une coupe sur un mètre est réalisée pour un résultat plus précis que le pic affiché.

3.7.5.2 Murs contre terre

Les murs contre terre sont vérifiés à la flexion, à l'effort tranchant et à la compression. La valeur de résistance à la compression prend en compte le moment de flexion induit par la poussée des terres. La compression n'est pas critique. Efforts : voir annexe 2 p.15-16.

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Flexion			
Max	$M_d = 57$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 108$ [kNm/m]	OK
Min	$M_d = -166$ [kNm/m]	$M_{Rd} = -243$ [kNm/m]	OK
Effort tranchant	$V_d = 195$ [kN/m]	$V_{Rd} = 205$ [kN/m]	OK
Compression	$N_d = 150$ [kN/m]	$N_{Rd} = 2000$ [kN/m]	OK

Tableau 24. Vérifications ELU

3.7.5.3 Murs extérieurs

Les murs extérieurs sont moins sollicités mais plus résistants que les murs contre terre. Ils ne sont donc pas critiques.

3.7.5.4 Murs intérieurs

Les murs intérieurs ne travaillent qu'en compression. Le mur le plus chargé est vérifié.

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Compression	$N_d = 700$ [kN/m]	$N_{Rd} = 3200$ [kN/m]	OK

Tableau 25. Vérifications ELU

3.7.5.5 Dalle de couverture

Les valeurs de dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant sont prises à leur pic. Elles ne sont pas critiques. Efforts : voir annexe 2 p.16-18.

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Flexion			
Max	$M_d = 124$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 222$ [kNm/m]	OK
Min	$M_d = -62$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 222$ [kNm/m]	OK
Effort tranchant	$V_d = 253$ [kN/m]	$V_{Rd} = 270$ [kN/m]	OK

Tableau 26. Vérifications ELU

3.7.6 Vérification – Fatigue

Uniquement le mur contre les voies est vérifié à la fatigue car c'est l'élément le plus critique concernant la fatigue. Le mur étant considéré encasté dans le radier et dans la dalle, la vérification se fait pour la base du mur, la mi-hauteur et le sommet du mur.

La vérification à la fatigue est basée sur la SIA 262 chiffre 4.3.8.2.3 avec la différence de contrainte dans l'acier entre les cas de charge ELS quasi-permanent et ELS train, décrits aux paragraphes 3.4.3.1 et 0.

Gare de la Tine et voie de garage au Lanciau
Note de calcul Mur aval gauche km 25.030 – Bâtiment technique

Hauteur élément	$h =$	300 [mm]	
Enrobage	$c =$	40 [mm]	
Largeur élément	$b =$	1000 [mm]	
Diamètre barre	$\Phi =$	22 [mm]	
Espacement	$e =$	150 [mm]	
Barre rectiligne	$\Delta\sigma_{sd,fat} =$	120 [N/mm ²]	SIA262, tableau 13
Diamètre mandarin	$D1 =$	330 [mm]	
Réduction façonnage	$k_{\phi} =$	0.74 [-]	
Limite de fatigue	$\Delta\sigma_{sd,D} =$	71 [N/mm ²]	SIA261 4.3.8.2.3
Moment max	$M_{max} =$	116 [kNm]	
Moment min	$M_{min} =$	80 [kNm]	
Contrainte M_{max}	$\sigma_{sd,max} =$	211 [N/mm ²]	
Contrainte M_{min}	$\sigma_{sd,min} =$	146 [N/mm ²]	
Différence contrainte	$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) =$	66 [N/mm ²]	
	$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) <$	$\Delta\sigma_{sd,D}$	OK

Tableau 27. Vérification à la fatigue en base du mur

Hauteur élément	$h =$	300 [mm]	
Enrobage	$c =$	30 [mm]	
Largeur élément	$b =$	1000 [mm]	
Diamètre barre	$\Phi =$	14 [mm]	
Espacement	$e =$	150 [mm]	
Barre rectiligne	$\Delta\sigma_{sd,fat} =$	145 [N/mm ²]	SIA262, tableau 13
Diamètre mandarin	$D1 =$	210 [mm]	
Réduction façonnage	$k_{\phi} =$	1 [-]	
Limite de fatigue	$\Delta\sigma_{sd,D} =$	116 [N/mm ²]	SIA261 4.3.8.2.3
Moment max	$M_{max} =$	39 [kNm]	
Moment min	$M_{min} =$	25 [kNm]	
Contrainte M_{max}	$\sigma_{sd,max} =$	152 [N/mm ²]	
Contrainte M_{min}	$\sigma_{sd,min} =$	97 [N/mm ²]	
Différence contrainte	$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) =$	55 [N/mm ²]	
	$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) <$	$\Delta\sigma_{sd,D}$	OK

Tableau 28. Vérification à la fatigue à mi-hauteur

Hauteur élément	$h =$	300 [mm]	
Enrobage	$c =$	40 [mm]	
Largeur élément	$b =$	1000 [mm]	
Diamètre barre	$\Phi =$	18 [mm]	
Espacement	$e =$	150 [mm]	
Barre rectiligne	$\Delta\sigma_{sd,fat} =$	145 [N/mm ²]	SIA262, tableau 13
Diamètre mandarin	$D1 =$	270 [mm]	
Réduction façonnage	$k_{\phi} =$	0.74 [-]	
Limite de fatigue	$\Delta\sigma_{sd,D} =$	86 [N/mm ²]	SIA261 4.3.8.2.3
Moment max	$M_{max} =$	42 [kNm]	
Moment min	$M_{min} =$	30 [kNm]	
Contrainte Mmax	$\sigma_{sd,max} =$	108 [N/mm ²]	
Contrainte Mmin	$\sigma_{sd,min} =$	77 [N/mm ²]	
Différence contrainte	$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) =$	31 [N/mm ²]	
	$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) <$	$\Delta\sigma_{sd,D}$	OK

Tableau 29. Vérification à la fatigue en haut du mur

3.7.7 Vérification - Aptitude au service

Ce chapitre traite des déformations en service. Le contrôle de la fissuration en service est fait au paragraphe 3.7.4.

Les déformations à long terme de la dalle de couverture est vérifiée ici. Le cas de charge quasi-permanent est utilisé pour déterminer les déformations élastiques de la dalle. Le coefficient de fluage du béton est admis à $\phi = 2.0$ [-]

La déformation élastique maximale calculée selon le modèle est à $w_{el} = 0.3$ [mm] à mi-travée. Elle est située sous l'abri voyageur. La portée à cet endroit est de 4 [m]. La flèche à long terme est estimée selon la SIA 261 chiffre 4.4.2.5. Elle est calculée à $w = 2.2$ [mm]. (voir annexe 3 §5).

$W = 5.8$ [mm] $< l/300 = 13.3$ [mm] -> ok.

3.8 CAS ACCIDENTELS

3.8.1 Aucune charge permanente sur le bâtiment

Le cas où aucune charge permanente n'agit sur la dalle de couverture du bâtiment est étudié ici. Ce cas peut se produire par exemple lorsqu'il faudra refaire l'étanchéité de la dalle.

Cette situation pouvant durer sur une période relativement longue, il est choisi de prendre en compte les coefficients ELU pour la charge ferroviaire et pour les charges permanentes défavorables.

3.8.1.1 Combinaison

La combinaison de charge suivante est utilisée.

	<i>Effet</i>	<i>Coefficient appliqué</i>
Actions permanentes		
Poids propre structure	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Favorable	$\gamma_G = 0.00$ [-]
Poids de terre sur semelle	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Poussée des terres (K_0)	Défavorable	$\gamma_G = 1.35$ [-]
Actions variables - Ferroviaire		
		$\alpha = 1.13$ [-]
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q = 1.35$ [-]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q = 1.35$ [-]
Force centrifuge	Défavorable	$\gamma_Q = 1.35$ [-]
Actions variables - Autres		
Charge de neige (hors bâtiment)	Négligé	
Charge de neige (sur bâtiment)	Non concomitant	
Charge utile sur bâtiment	Non concomitant	

Tableau 30. Combinaison accidentelle sans remblai sur dalle

3.8.1.2 Vérification

Le calcul montre que le radier reste appuyé sur toute sa surface (annexe 2 p.20). Il n'y a donc pas de problème de renversement.

La résistance au glissement $R_{T,d}$ est comparée à la résultante des force horizontales F_H .

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_V \tan(\varphi') = 9513 \text{ [kN]} > F_H = 7768 \text{ [kN]} \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 13587 \text{ [kN]}$ $\varphi' = 35^\circ$

Le facteur partiel γ_R est admis à $\gamma_R = 1.0$ [-].

Le cas de charge sans remblai est vérifié.

3.8.2 Séisme

3.8.2.1 Action

Une charge de séisme est considérée selon la norme SIA 267 et avec les paramètres définis dans le tableau ci-dessous. La ligne de rupture est estimée comme illustré sur la figure ci-dessous.

Zone	Z3a
Classe d'ouvrage	COII
Classe du sol de fondation	E
$\gamma_f =$	1.2 [-]
$a_{gd} =$	1.3 [m/s ²]
$S =$	1.7 [-]
$T_B =$	0.09 [s]
$T_C =$	0.25 [s]
$T_D =$	2 [s]
$g =$	9.81 [m/s ²]
$q_a =$	1.5 [-]
$q_h =$	1 [-]

Tableau 31. Coefficients pour le calcul de séisme

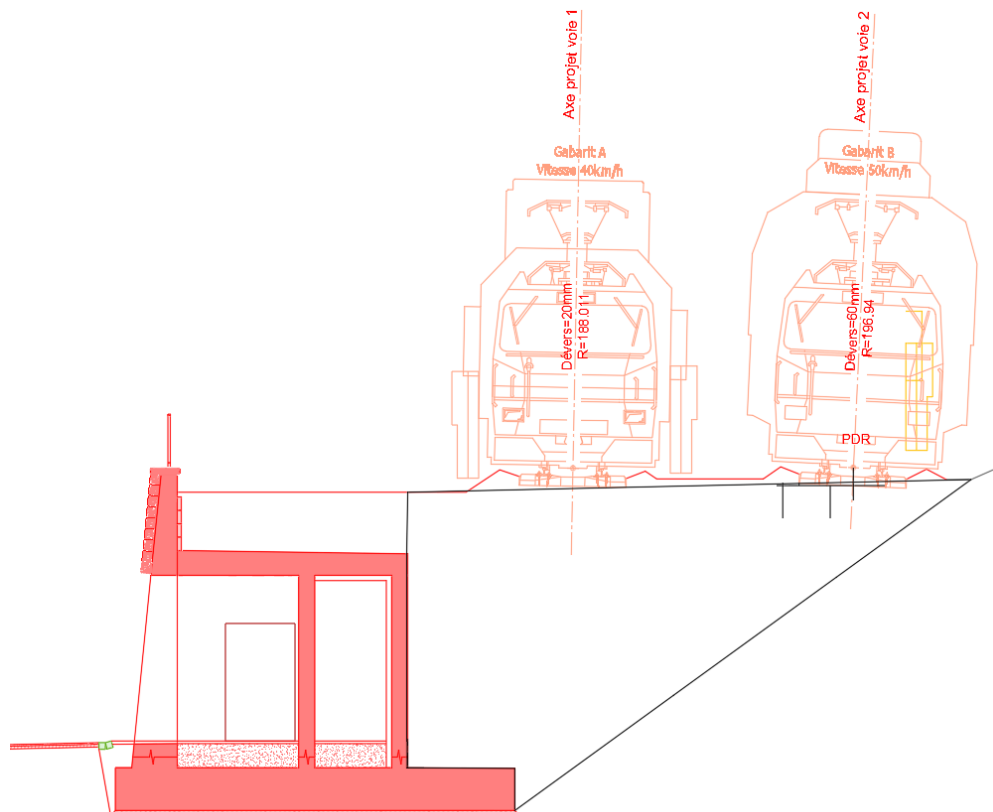


Tableau 32. Ligne de rupture au séisme

La masse déterminante est estimée à $G_k = 19800$ [kN]. Pour l'ensemble du bâtiment.

La force horizontale totale est déterminée selon le chiffre 7.5.2.1 de la SIA 267.

$$A_{h,d} = \gamma_f \frac{a_{gd}}{g q_a q_h} S G_k = 3570 \text{ [kN]}$$

Cette charge est modélisée par une charge linéaire répartie sur la longueur du bâtiment et agissant à mi-hauteur.

3.8.2.2 Combinaison

La combinaison de charge suivante est utilisée.

	<i>Effet</i>	<i>Coefficient appliqué</i>	
Actions permanentes			
Poids propre structure	Favorable	$\gamma_G =$	1.00 [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Favorable	$\gamma_G =$	0.00 [-]
Poids de terre sur semelle	Favorable	$\gamma_G =$	1.00 [-]
Poussée des terres (K ₀)	Défavorable	$\gamma_G =$	1.00 [-]
Actions variables - Ferroviaire		$\alpha =$	1.13 [-]
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Défavorable	$\gamma_Q =$	1.00 [-]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6	Non considéré		
Force centrifuge	Défavorable	$\gamma_Q =$	1.00 [-]
Actions variables - Autres			
Charge de neige (hors bâtiment)	Négligé		
Charge de neige (sur bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 =$	0.00 [-]
Charge utile sur bâtiment	Défavorable	$\psi_2 =$	0.30 [-]

Tableau 33. Combinaison accidentelle de séisme

3.8.2.3 Vérification

Le calcul montre que le radier reste appuyé sur toute sa surface (annexe 2 p.21). Il n'y a donc pas de problème de renversement.

La résistance au glissement $R_{T,d}$ est comparée à la résultante des force horizontales F_H .

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_V \tan(\varphi') = 11655 \text{ [kN]} > F_H = 9186 \text{ [kN]} \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 16646 \text{ [kN]}$ $\varphi' = 35^\circ$

Le facteur partiel γ_R est admis à $\gamma_R = 1.0$ [-].

Le cas accidentel de séisme est vérifié.

3.8.3 Déraillement

Le cas de déraillement n'est pas critique pour la sécurité structurale du bâtiment technique.

3.8.4 Choc routier

3.8.4.1 Action

Une charge de choc est considérée selon la directive « Anprall von Strassenfahrzeugen auf Bauwerksteile von Kunstbauten - ASTRA 12008 » [chapitre 3.4.2].

Force due aux choc latéral $Q_{0d,y} = 250$ [kN]

3.8.4.2 Combinaison

La combinaison de charge suivante est utilisée.

	Effet	Coefficient appliqué
Actions permanentes		
Poids propre structure	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]
Charge permanentes sur bâtiment	Favorable	$\gamma_G = 0.00$ [-]
Actions variables - Choc		
Choc latéral	Défavorable	$\gamma_Q = 1.00$ [-]
Actions variables - Autres		
Charge de neige (hors bâtiment)	Négligé	
Charge de neige (sur bâtiment)	Concomitant	$\psi_0 = 0.00$ [-]
Charge utile sur bâtiment	Défavorable	$\psi_2 = 0.30$ [-]

Tableau 34. Combinaison accidentelle du choc

3.8.4.3 Vérification

Les murs extérieurs sont vérifiés à la flexion, à l'effort tranchant et à la compression. La valeur de résistance à la compression prend en compte le moment de flexion induit par le choc latéral. La compression n'est pas critique. Efforts : voir annexe (annexe 2 p.22-23).

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Flexion			
Max	$M_d = 60$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 380$ [kNm/m]	OK
Min	$M_d = -9$ [kNm/m]	$M_{Rd} = -463$ [kNm/m]	OK
Effort tranchant	$V_d = 62$ [kN/m]	$V_{Rd} = 547$ [kN/m]	OK

Tableau 35. Vérifications choc latéral

3.9 IMPACT FORCE DE LACET

Pour mesurer l'impact de la force de lacet, elle sera ajoutée aux résultats vus précédemment.

3.9.1 Stabilité générale – Renversement

Modèle de charge 6

$\Phi = 1.0$; $\alpha = 1.13$

$QS_k = 80$ kN

Rappel des résultats du chap. 3.5.1 sans la force de lacet :

$$S_R = \frac{F_V D_y}{F_H D_z} = 2.85 [-] > 1.0 [-] \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 14421$ [kN] $D_y = 3.7$ [m]
 $F_H = 7768$ [kN] $D_z = 2.40$ [m]

Résultat avec la force de lacet :

$$S_R = \frac{F_V D_y}{F_H D_z} = 2.81 [-] > 1.0 [-] \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 14421$ [kN] $D_y = 3.7$ [m]
 $F_H + QS_k \alpha = 7859$ [kN] $D_z = 2.40$ [m]

3.9.2 Stabilité générale – Glissement

Rappel des résultats du chap. 3.5.2 sans la force de lacet :

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_V \tan(\varphi') = 10097 [kN] > F_H = 7768 [kN] \rightarrow ok$$

Avec $F_V = 14421$ [kN] $\varphi' = 35^\circ$

Résultat avec la force de lacet :

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} F_V \tan(\varphi') = 10097 [kN] > F_H + QS_k \alpha = 7859 [kN] \rightarrow ok$$

3.9.3 Contrainte au sol

La contrainte additionnelle due à la force de lacet est estimée comme suit :

Modèle de charge 6

$\Phi = 1.0$; $\alpha = 1.13$

$QS_k = 80$ kN

La diffusion est calculée comme suit :

A l'horizontale, $L = 2a + 4.0 m = 2 \cdot 2.4 + 4.0 = 8.8 m$

a correspond au dégagement entre la tête de traverse et le mur

L correspond à la longueur dans le sens de la voie

A la verticale, La répartition est calculée avec un angle de 20° (limite supérieure) et 40° (limite inférieure).

$$H = a(\tan(40) - \tan(20)) = 2.4(\tan(40) - \tan(20)) = 1.14m$$

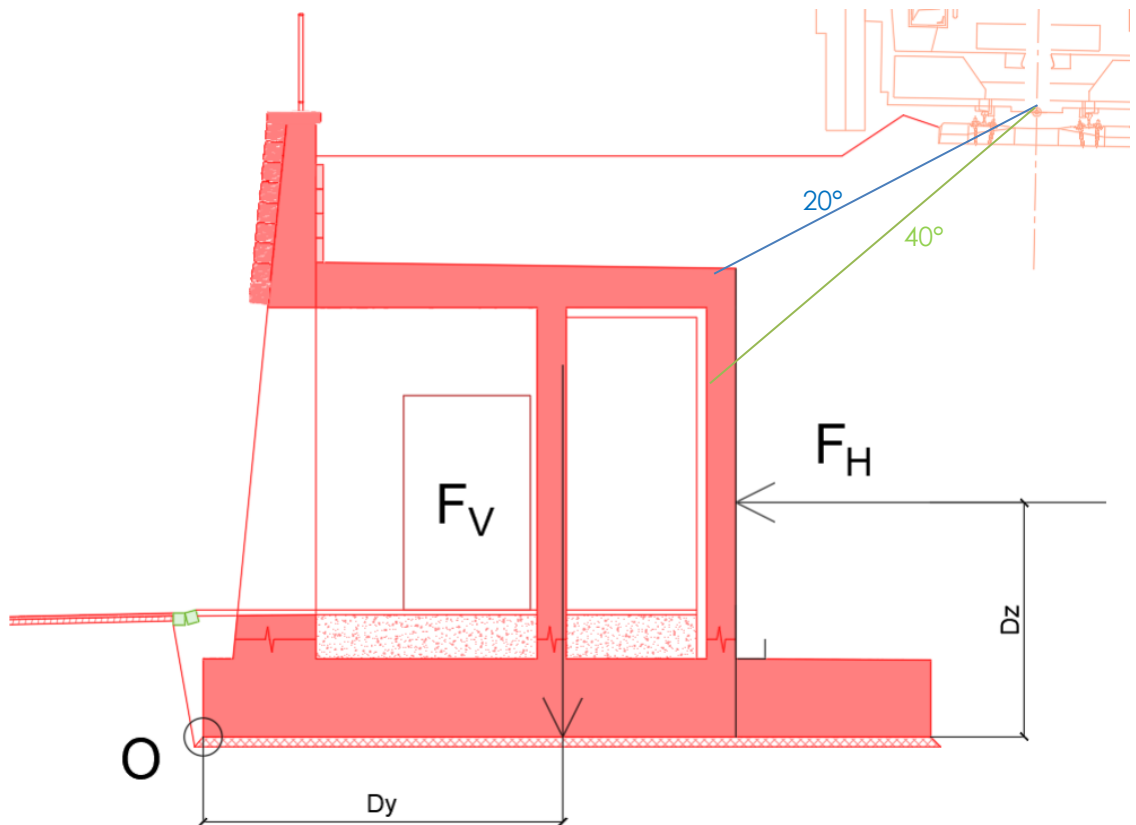


Figure 7. Diffusion verticale de la force de lacet

On admet que la force de lacet est diffusé sur $S_{f.lacet} = 8.8 \times 1.14 = 10 m^2$

La contrainte au sol additionnelle due à la force de lacet est la suivante :

$$\frac{QS_k}{S_{f.lacet}} = \frac{80}{10} = 8 kN/m^2$$

Comme décrit au chapitre 3.6, la contrainte au sol maximale en service est estimée à $q_{d,ser} = 125 [kN/m^2]$ sans la force de lacet. En ajoutant, la contrainte additionnelle due à la force de lacet. La contrainte au sol total est estimée à $133 [kN/m^2]$. L'hypothèse de diffusion est conservatrice. Ici la contrainte est calculée sur le mur le plus proche. Il est raisonnable d'admettre que la force de lacet sera encore plus diffusé au sol.

Cette contrainte reste inférieure à la contrainte maximale en service selon le rapport géotechnique $q_{ser} = 310 [kN/m^2]$.

3.9.4 Vérification du béton

La contrainte calculée au chapitre précédent est minime comparée aux efforts et résistance des murs contre terre du chapitre 3.7

Rappel des résultats du chap. 3.7.5.2 sans la force de lacet :

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Flexion			
<i>Max</i>	$M_d = 57$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 108$ [kNm/m]	OK
<i>Min</i>	$M_d = -155$ [kNm/m]	$M_{Rd} = -243$ [kNm/m]	OK
Effort tranchant	$V_d = 195$ [kN/m]	$V_{Rd} = 205$ [kN/m]	OK
Compression	$N_d = 150$ [kN/m]	$N_{Rd} = 2000$ [kN/m]	OK

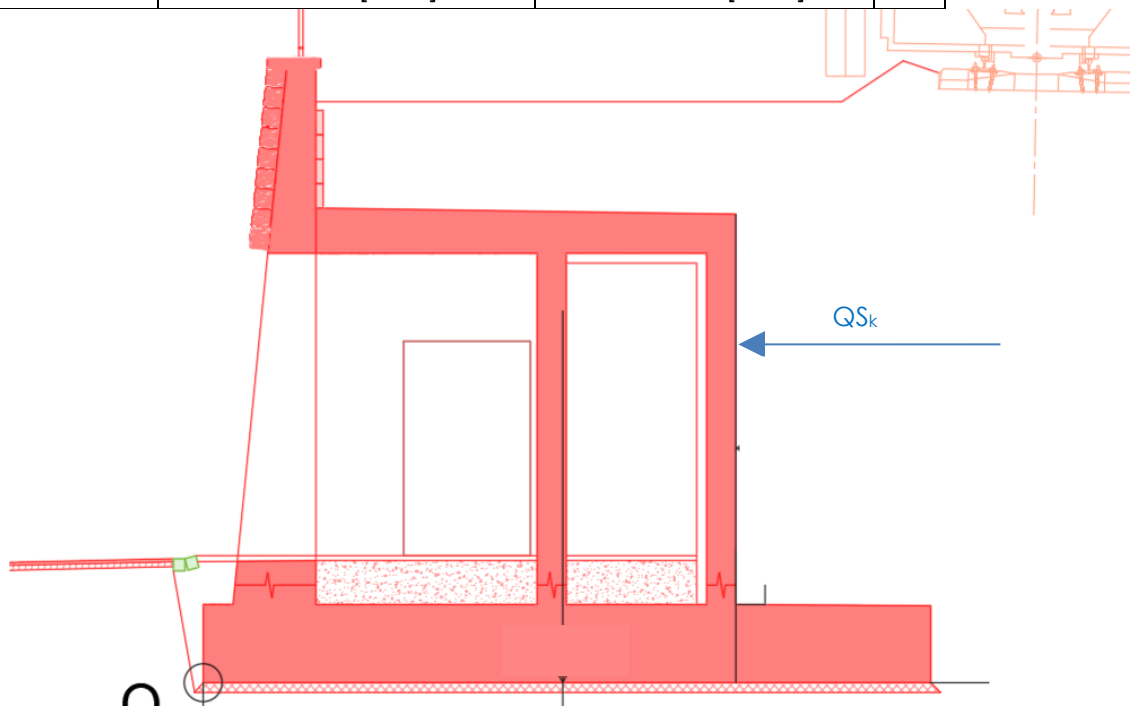


Figure 8. Application de la force de lacet

Efforts additionnels dû à la force de lacet :

$$M_{f,lacet} = \frac{QS_k}{L} \cdot \alpha \cdot Dz = 8 \cdot 1.13 \cdot 3.8 = 35 \text{ kNm/m}$$

$$V_{f,lacet} = \frac{QS_k}{L} \cdot \alpha = 8 \cdot 1.13 = 9 \text{ kN/m}$$

On admet que ces efforts sont répartis dans le mur extérieur et le mur contre terre :

	Valeur de dimensionnement	Résistance	
Flexion			
<i>Max</i>	$M_d = 57$ [kNm/m]	$M_{Rd} = 108$ [kNm/m]	OK
<i>Min</i>	$M_d = -173$ [kNm/m]	$M_{Rd} = -243$ [kNm/m]	OK
Effort tranchant	$V_d = 200$ [kN/m]	$V_{Rd} = 205$ [kN/m]	OK
Compression	$N_d = 155$ [kN/m]	$N_{Rd} = 2000$ [kN/m]	OK

4 MUR DIRECTION MONTBOVON

Pour le calcul, le mur de soutènement côté Montbovon (km 25.030 à 25.060) est divisé en 3 sections critiques, selon le niveau de la semelle. Les valeurs des charges appliquées sur chaque section sont identiques.

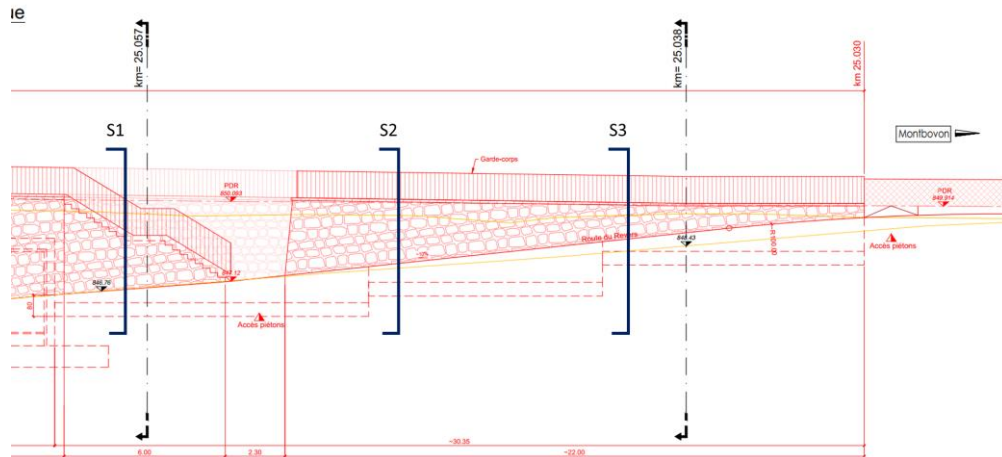


Figure 9. Sections étudiées du mur direction Montbovon

4.1 MODELISATION

Le mur de soutènement est modélisé et calculé avec le logiciel Larix 8 (Cubus). La modélisation est faite en 2D. Les trois sections critiques définies sur la Figure 9 sont modélisées.

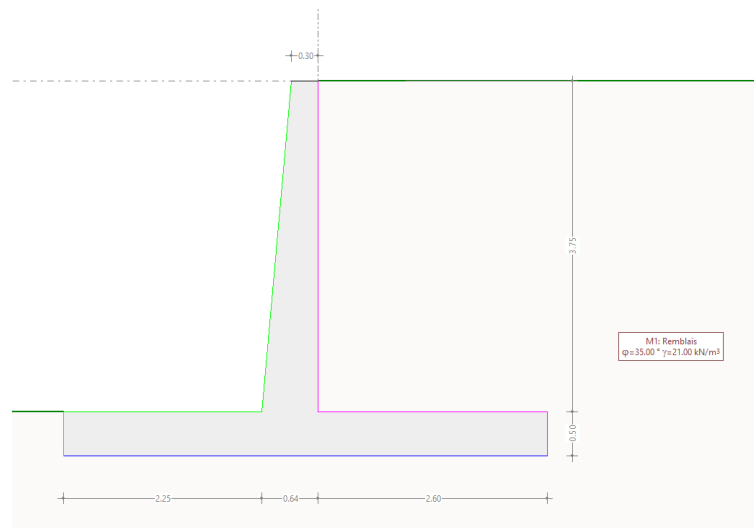


Figure 10. Modélisation section S1

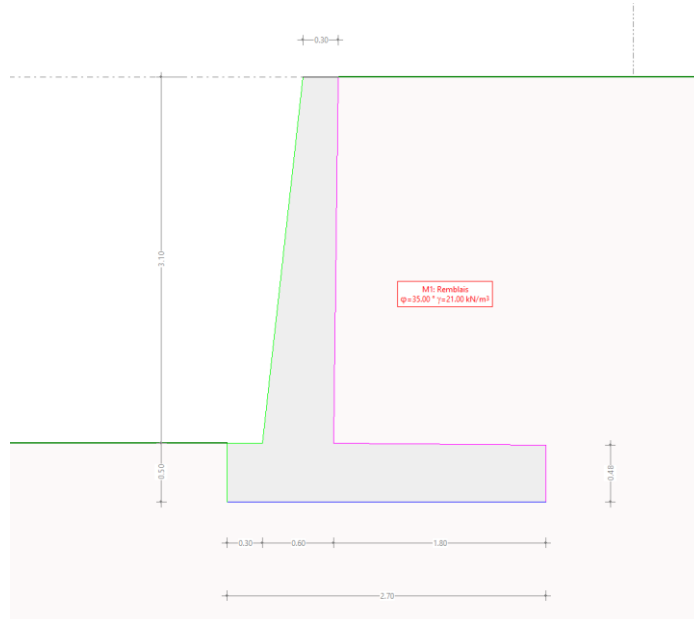


Figure 11. Modélisation section S2

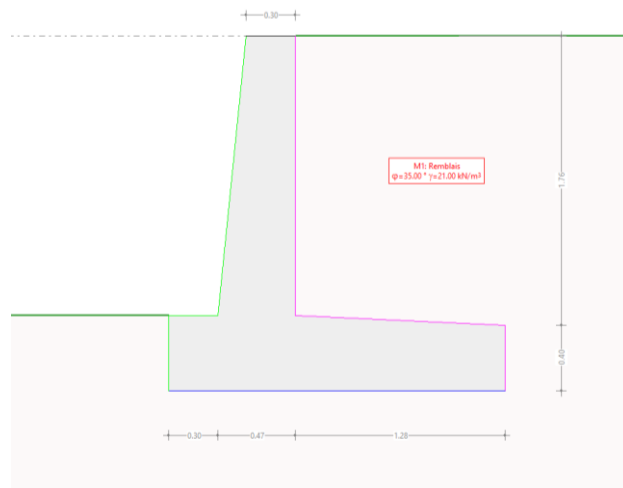


Figure 12. Modélisation section S3

4.2 ACTIONS PERMANENTES

4.2.1 Poids propre

Le poids propre du béton armé est considéré à $\gamma = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

4.2.2 Charge permanente sur ouvrage

Pour la section S1, une charge permanente est considérée pour prendre en compte le poids de la structure des escaliers. On considère ici une épaisseur moyenne de la volée d'escalier en béton de 25 [cm]. L'escalier est appuyé sur les deux murs. Les deux charges ponctuelles correspondent à la valeur caractéristique des réactions de la rampe d'escalier.

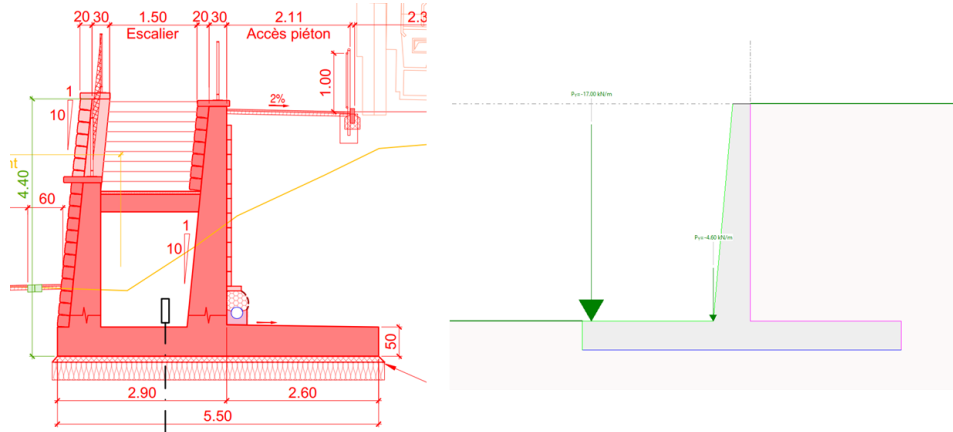


Figure 13. Charge permanente due à l'escalier

Les autres éventuelles charges permanentes sur la structure sont négligées (parement, garde-corps, signalisation). Ces charges permanentes ont un effet favorable.

Aucune charge permanente n'est considérée pour les sections 2 et 3.

4.2.3 Poussée des terres

Les caractéristiques du terrain sont identiques à celles considérées pour le bâtiment technique. Les coefficients de poussée des terres sont ceux définis au paragraphe 3.1.4.

4.3 ACTIONS VARIABLES

4.3.1 Charge utile sur l'ouvrage

La surface « accès piéton » est assimilable à une catégorie de surface C3 (surface librement accessible pouvant accueillir des rassemblements de personne), selon la SIA 261 tableau 8. La charge utile sur cette surface est donc de $q_k = 5.0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$.

4.3.2 Charge de neige

La charge de neige considérée q_k est identique à la charge de neige calculée sur terrain horizontal s_k selon la SIA 261. Cette charge de neige est applicable à l'amont du mur.

Le détail du calcul est fait au paragraphe 3.2.3.

4.3.3 Poussée des terres due au trafic ferroviaire

Uniquement la poussée due au trafic sur la voie 1 est pris en compte dans le calcul. La voie 2 est suffisamment éloignée pour ne pas avoir d'influence sur l'ouvrage.

4.3.3.1 Modèle de charge

Le calcul de la poussée horizontale sur l'ouvrage est basé sur le modèle de charge 7 (SIA 261 chiffre 12.2.1). C'est le cas de charge le plus défavorable pour les murs modélisés en 2D. Il est composé de charges ponctuelles $Q_k = 200 \text{ [kN]}$.



La charge surfacique induite par Q_k est déterminée sur une largeur de 2 [m] à 60 [cm] en dessous du niveau des voies. La charge surfacique obtenue $q_k(Q_k)$ est introduite dans le modèle de calcul.

$$q_k(Q_k) = \frac{Q_k}{1,6 * 2} = 62,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

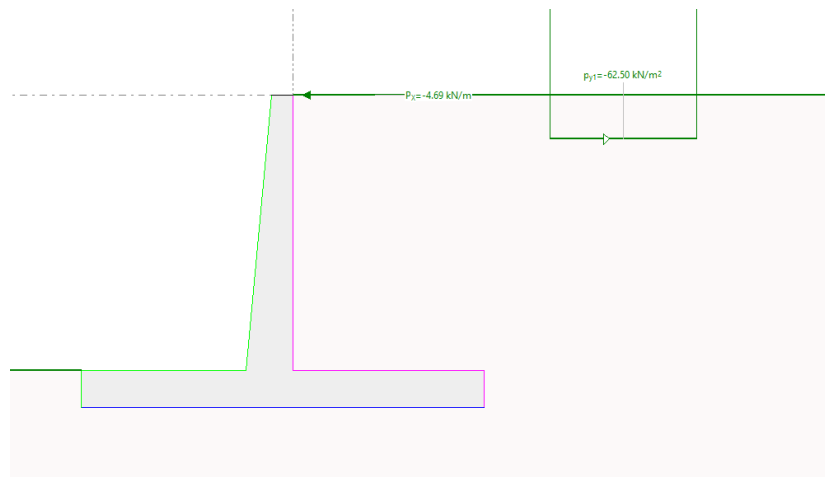


Figure 14. Modélisation des charges ferroviaires

4.3.3.2 Force centrifuge

La force centrifuge est considérée identique à celle du bâtiment technique. Elle est calculée selon le paragraphe 3.2.4.3.

La force centrifuge est modélisée comme une force horizontale linéaire constante agissant au sommet de l'ouvrage.

4.3.4 Pression hydrostatique

L'ouvrage étant drainé, aucune pression hydrostatique n'est considérée.

4.4 COMBINAISONS DE CHARGES

Pour la vérification ELU, toutes les charges liées au trafic ferroviaire sont multipliées par le coefficient pour la classification des modèles de charge $\alpha = 1,13$ [-], selon les recommandations de l'OFT.

Le coefficient dynamique est admis à $\Phi = 1,0$ [-] (SIA 261, chiffre 11.3.1.6). Par simplification, le coefficient n'est pas mentionné dans le calcul des charges.

4.4.1 ELU type 1 – Stabilité d'ensemble

Les vérifications de renversement et de glissement se font avec les mêmes combinaisons de charge. La poussée des terres active majorée ($K_{ah,maj}$) est considérée.

Les combinaisons pour le calcul de l'enveloppe ELU type 1 sont les suivantes :

Combinaison	1	2	3	4	5	6	7
Poids propre	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Charges permanentes	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Poussée des terres	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Charge utile (piétons)	1.5				1.5	0.7	0.7
Charge ferroviaire		1.64			0.9	1.64	0.9
Neige			1.5		0.94	0.94	1.5

Tableau 36. Combinaisons ELU Type 1

4.4.2 ELU type 2 – Sécurité structurale

Les vérifications des efforts internes sont faites avec l'enveloppes des combinaisons définies dans le tableau ci-dessous. La poussée des terres active majorée ($K_{ah,maj}$) est considérée.

Combinaison	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Poids propre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Charges permanentes	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Poussée des terres	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Charge utile (piétons)	1.5				1.5	0.7	0.7	1.5				1.5	0.7	0.7
Charge ferroviaire		1.64			0.9	1.64	0.9		1.64			0.9	1.64	0.9
Neige			1.5		0.94	0.94	1.5			1.5		0.94	0.94	1.5

Tableau 37. Combinaisons ELU Type 2

4.5 VÉRIFICATION - STABILITE GENERALE

Les facteurs de sécurités calculés pour le renversement, le glissement et le poinçonnement sont montrés dans le tableau ci-dessous pour chaque section. Les résultats détaillés de chaque session sont disponibles dans l'annexe 5.

Section	Renversement	Glissement	Poinçonnement	
S1	1000	1.02	2.53	OK
S2	2.17	1.10	1.16	OK
S3	2.41	1.19	1.98	OK

Tableau 38. Facteurs de sécurité - ELU Type 1

4.6 CONTRAINTE AU SOL

Les contraintes au sol calculées en service sont présentées dans le tableau ci-dessous. Les contraintes calculées sont inférieures à la contrainte de service maximale selon le rapport géotechnique $q_{ser} = 310$ [kN/m²]. Les résultats sont disponibles en annexe 5.

Section	Contrainte au sol [kN/m ²]	
S1	90	OK
S2	99	OK
S3	54	OK

Tableau 39. Contrainte au sol en service

4.7 VERIFICATION DU BETON

4.7.1 Armature choisie

Les armatures données dans les tableaux ci-dessous sont tirées du schéma en annexe 7.

Les armatures ont été dimensionnées pour les endroits critiques. Elles ne sont, à ce stade, pas optimisées.

4.7.1.1 Semelles

Épaisseur : 50 [cm]

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Inférieur	Nappe I	Φ = 18	e = 15	Fis. retrait
	Nappe II	Φ = 18	e = 15	Fis. retrait
Supérieur	Nappe III	Φ = 18	e = 15	Fis. retrait
	Nappe IV	Φ = 18	e = 15	Fis. retrait

Tableau 40. Armature semelle

4.7.1.2 Mur

Épaisseur : var. 30-64 [cm]

Section 1 et 2		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Horizontal	Intérieur	Φ = 18	e = 15	Fis. retrait
	Extérieur	Φ = 18	e = 15	Fis. retrait
Vertical	Intérieur	Φ = 20	e = 15	Fis. service
	Extérieur	Φ = 12	e = 15	(Constructif)

Tableau 41. Armature mur sections 1 et 2

Section 3		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Horizontal	Intérieur	Φ = 16	e = 15	Fis. retrait
	Extérieur	Φ = 16	e = 15	Fis. retrait
Vertical	Intérieur	Φ = 16	e = 15	Fis. service
	Extérieur	Φ = 14	e = 15	(Constructif)

Tableau 42. Armature mur section 3

4.7.2 Vérification - Armature minimale de retrait

4.7.2.1 Semelle

Les exigences vis-à-vis des fissures dues au retrait sont déterminantes. Une exigence accrue est demandée. Le calcul de l'armature minimale est basé sur une ouverture nominale de fissure de $w_{nom} = 0.5$ [mm].

Pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur moyenne prévue de 50 [cm], l'armature minimale de fissuration **1504 [mm²/m]** par côté (voir annexe 6).

Armature sur chaque nappe : $\Phi = 18$ e = 15 -> 1700 [mm²/m] > 1504 [mm²/m] -> ok.

4.7.2.2 Murs

Les murs doivent répondre à une exigence de fissuration accrue dans leur sens horizontal, $w_{nom} = 0.5$ [mm].

L'armature minimale horizontale de retrait pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur moyenne prévue de 50 [cm] est **1504 [mm²/m]** par côté (voir annexe 6).

Armature horizontale : $\Phi = 18$ e = 15 -> 1700 [mm²/m] > 1504 [mm²/m] -> ok.

4.7.3 Vérification – Fissuration service

4.7.3.1 Semelle

Les semelles sont soumises à une exigence élevée vis-à-vis de la flexion en service, $w_{nom} = 0.2$ [mm].

Les moments en service dans la semelle sont comparés aux moments maximaux pour une exigence élevée dans le tableau ci-dessous. Les moments maximaux sont calculés selon l'armature définie au paragraphe 4.7.1 et selon annexe 6.

Les moments en service sont tirés de l'annexe 5.

Section	M _{service} [kNm/m]	M _{max} [kNm/m]	
S1	75	175	OK
S2	48	175	OK
S3	11	175	OK

Tableau 43. Vérification moments en service

4.7.3.2 Murs

Les murs sont soumis à une exigence de fissuration élevée dans le sens vertical (en flexion), $w_{nom} = 0.2$ [mm].

Les moments en service en base de mur sont comparés aux moments maximaux pour une exigence élevée dans le tableau ci-dessous. Les moments maximaux sont calculés selon l'armature définie au paragraphe 4.7.1 et selon annexe 6.

Section	M _{service} [kNm/m]	M _{max} [kNm/m]	
S1	136	268	OK
S2	53	249	OK
S3	14	134	OK

Tableau 44. Vérification moments en service

4.7.4 Vérification - Sécurité structurale

4.7.4.1 Moment de flexion

Les moments de flexion en base de murs sont déterminés pour chaque section (voir annexe 5). La résistance ELU est tirée des tableaux de l'annexe 6. Elle n'est pas critique.

Section	M_d [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	
S1	210	498	OK
S2	100	461	OK
S3	31	222	OK

Tableau 45. Vérifications ELU

4.7.4.2 Effort tranchant

Les efforts tranchants en base de mur sont déterminés pour chaque section (voir annexe 5). La résistance ELU est tirée des tableaux de l'annexe 6. Elle n'est pas critique.

Section	V_d [kN/m]	V_{Rd} [kN/m]	
S1	135	430	OK
S2	63	487	OK
S3	26	406	OK

Tableau 46. Vérifications ELU

4.7.5 Vérification – Fatigue

Comme montré au paragraphe 3.7.6, la fatigue n'est pas critique pour le bâtiment. On peut conclure qu'elle n'est pas critique non plus pour le mur.

4.8 CAS ACCIDENTEL

4.8.1 Choc routier

Le choc routier est repris par la butée de terre à l'arrière du mur.

4.9 IMPACT FORCE DE LACET

Le mur est à plus de 2.5 m de la tête de traverse. Par conséquent, les données relatives à la force de lacet ne s'appliquent pas à l'ouvrage de soutènement.

5 MUR ROSSINIÈRE

Pour le mur direction Rossinière, seule la section critique la plus haute est vérifiée dans cette note.

5.1 MODELISATION

Le mur de soutènement est modélisé et calculé avec le logiciel Larix 8 (Cubus). La modélisation est faite en 2D.



Figure 15. Modélisation mur Rossinière

5.2 ACTIONS PERMANENTES

5.2.1 Poids propre

Le poids propre du béton armé est considéré à $\gamma = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

5.2.2 Charge permanente sur ouvrage

Aucune charge permanente n'est considérée sur ce mur.

5.2.3 Poussée des terres

Les caractéristiques du terrain sont identiques à celles considérées pour le bâtiment technique. Les coefficients de poussée des terres sont ceux définis au paragraphe 3.1.4.

5.3 ACTIONS VARIABLES

5.3.1 Charge utile sur l'ouvrage

La zone n'est pas accessible au public. Aucune charge utile n'est prévue à proximité du mur.

5.3.2 Charge de neige

La charge de neige considérée q_k est identique à la charge de neige calculée sur terrain horizontal s_k selon la SIA 261. Cette charge de neige est applicable à l'amont du mur.

Le détail du calcul est fait au paragraphe 3.2.3.

5.3.3 Poussée des terres due au trafic ferroviaire

Uniquement la poussée due au trafic sur la voie 1 est pris en compte dans le calcul. La voie 2 est suffisamment éloignée pour ne pas avoir d'influence sur l'ouvrage.

5.3.3.1 Modèle de charge

Le calcul de la poussée horizontale sur l'ouvrage est basé sur le modèle de charge 7 (SIA 261 chiffre 12.2.1). C'est le cas de charge le plus défavorable pour les murs modélisés en 2D. Il est composé de charges ponctuelles $Q_k = 200$ [kN].



La charge surfacique induite par Q_k est déterminée sur une largeur de 2 [m] à 60 [cm] en dessous du niveau des voies. La charge surfacique obtenue $q_k(Q_k)$ est introduite dans le modèle de calcul.

$$q_k(Q_k) = \frac{Q_k}{1.6 * 2} = 62.5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

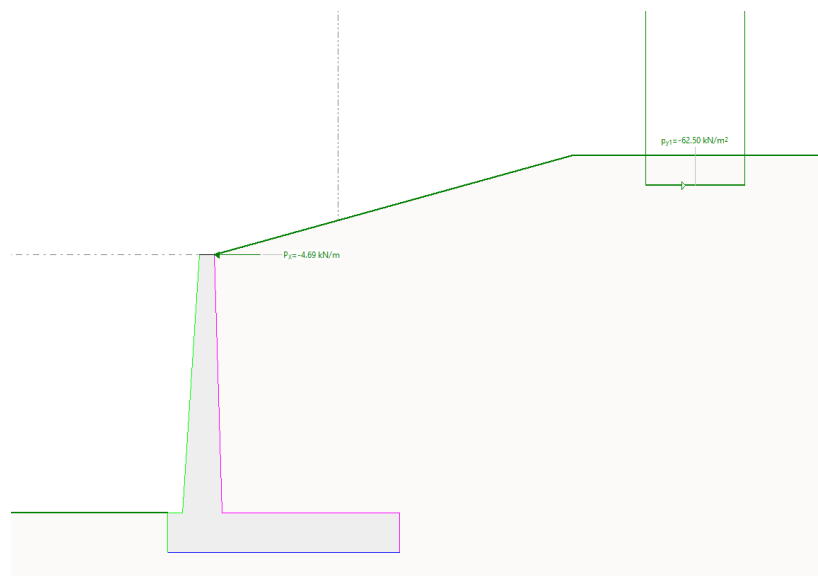


Figure 16. Modélisation des charges ferroviaires

5.3.3.2 Force centrifuge

La force centrifuge est considérée identique à celle du bâtiment technique. Elle est calculée selon le paragraphe 3.2.4.3.

La force centrifuge est modélisée comme une force horizontale linéaire constante agissant au sommet de l'ouvrage.

5.3.4 Pression hydrostatique

L'ouvrage étant drainé, aucune pression hydrostatique n'est considérée.

5.4 COMBINAISONS DE CHARGES

Pour la vérification ELU, toutes les charges liées au trafic ferroviaire sont multipliées par le coefficient pour la classification des modèles de charge $\alpha = 1.13$ [-], selon les recommandations de l'OFT.

Le coefficient dynamique est admis à $\Phi = 1.0$ [-] (SIA 261, chiffre 11.3.1.6). Par simplification, le coefficient n'est pas mentionné dans le calcul des charges.

5.4.1 ELU type 1 – Stabilité d'ensemble

Les vérifications de renversement et de glissement se font avec les mêmes combinaisons de charge. La poussée des terres active majorée ($K_{ah,maj}$) est considérée.

Les combinaisons pour le calcul de l'enveloppe ELU type 1 sont les suivantes :

Combinaison	1	2	3	4	5
Poids propre	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Charges permanentes	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Poussée des terres	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Charge ferroviaire		1.64		1.64	0.9
Neige			1.5	0.94	1.5

Tableau 47. Combinaisons ELU type 1

5.4.2 ELU type 2 – Sécurité structurale

Les vérifications des efforts internes sont faites avec l'enveloppe des combinaisons définies dans le tableau ci-dessous. La poussée des terres active majorée ($K_{ah,maj}$) est considérée.

Combinaison	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Poids propre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Charges permanentes	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Poussée des terres	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Charge ferroviaire		1.64		1.64	0.9		1.64		1.64	0.9
Neige			1.5	0.94	1.5			1.5	0.94	1.5

Tableau 48. Combinaisons ELU Type 2

5.5 VÉRIFICATION - STABILITE GENERALE

Les facteurs de sécurités calculés pour le renversement, le glissement et le poinçonnement sont montrés dans le tableau ci-dessous pour la section critique (voir annexe 8).

Renversement	Glissement	Poinçonnement	
2.34	1.05	1.02	OK

Tableau 49. Facteurs de sécurité - ELU Type 1

5.6 CONTRAINTE AU SOL

La contrainte au sol calculées en service est de 201 [kN/m²] (annexe 8). Elle est inférieure à la contrainte de service maximale selon le rapport géotechnique $q_{ser} = 310$ [kN/m²].

5.7 VERIFICATION DU BETON

5.7.1 Armature choisie

Les armatures des tableaux ci-dessous sont tirées du schéma en annexe 10.

Les armatures ont été dimensionnées pour les endroits critiques. Elles ne sont, à ce stade, pas optimisées.

5.7.1.1 Semelle

Épaisseur : 80 [cm]

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Inférieur	Nappe I	$\Phi = 22$	e = 15	Fis. retrait
	Nappe II	$\Phi = 22$	e = 15	Fis. retrait
Supérieur	Nappe III	$\Phi = 22$	e = 15	Fis. retrait
	Nappe IV	$\Phi = 26$	e = 15	Fis. service

Tableau 50. Armature semelle

5.7.1.2 Mur

Épaisseur : var. 30-80 [cm]

		Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Cas déterminant
Horizontal	Intérieur	$\Phi = 18$	e = 15	Fis. retrait
	Extérieur	$\Phi = 18$	e = 15	Fis. retrait
Vertical	Intérieur	$\Phi = 26$	e = 15	Fis. service
	Extérieur	$\Phi = 12$	e = 15	(Constructif)

Tableau 51. Armature mur

5.7.2 Vérification - Armature minimale de retrait

5.7.2.1 Semelle

Les exigences vis-à-vis des fissures dues au retrait sont déterminantes. Une exigence accrue est demandée. Le calcul de l'armature minimale est basé sur une ouverture nominale de fissure de $w_{nom} = 0.5$ [mm].

Pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur prévue de 80 [cm], l'armature minimale de fissuration **2376 [mm²/m]** par côté (voir annexe 9).

Armature sur chaque nappe : $\Phi = 22$ e = 15 -> 2530 [mm²/m] > 2376 [mm²/m] -> ok

5.7.2.2 Murs

Les murs doivent répondre à une exigence de fissuration accrue dans leur sens horizontal, $w_{nom} = 0.5$ [mm].

L'armature minimale horizontale de retrait pour le type de béton utilisé (C30/37) et l'épaisseur moyenne prévue de 50 [cm] est **1504 [mm²/m]** par côté (voir annexe 9).

Armature horizontale : $\Phi = 18$ e = 15 -> 1700 [mm²/m] > 1504 [mm²/m] -> ok.

5.7.3 Vérification – Fissuration service

5.7.3.1 Semelle

La semelle est soumise à une exigence élevée vis-à-vis de la flexion en service, $w_{nom} = 0.2$ [mm].

Le moment en service dans la semelle est estimé à 358 [kNm/m] (annexe 8). Le moment maximal pour une exigence élevée est estimé à 498 [kNm/m] (annexe 9).

5.7.3.2 Mur

Le mur est soumis à une exigence de fissuration élevée dans le sens vertical (flexion), $w_{nom} = 0.2$ [mm]

Le moment en service à la base du mur est estimé à 362 [kNm/m] (annexe 8). Le moment maximal pour une exigence élevée est estimé à 498 [kNm/m] (annexe 9).

5.7.4 Vérification - Sécurité structurale

5.7.4.1 Moment de flexion

Le moment de dimensionnement en base de mur vaut $M_d = 555$ [kNm/m] (annexe 8). Il est inférieur au moment résistant $M_{Rd} = 1089$ [kNm/m] (annexe 9). -> ok

5.7.4.2 Effort tranchant

La valeur de dimensionnement de l'effort tranchant vaut $V_d = 224$ [kN/m] (annexe 8). Elle est inférieure à la résistance $V_{Rd} = 455$ [kN/m] (annexe 9). -> ok.

5.7.5 Vérification – Fatigue

Comme montré au paragraphe 3.7.6, la fatigue n'est pas critique pour le bâtiment. On peut conclure qu'elle n'est pas critique non plus pour le mur.

5.8 CAS ACCIDENTEL

5.8.1 Choc routier

Le choc routier est repris par la butée de terre à l'arrière du mur.

5.9 IMPACT FORCE DE LACET

Le mur est à plus de 2.5 m de la tête de traverse. Par conséquent, les données relatives à la force de lacet ne s'appliquent pas à l'ouvrage de soutènement

6 PAROIS PROVISOIRES

La construction des ouvrages nécessite le terrassement du talus actuel. Afin de limiter les emprises du terrassement et ne pas impacter l'exploitation ferroviaire, le terrassement à l'abri de parois provisoires de type berlinoise ancrée et gunitée clouée est retenu.

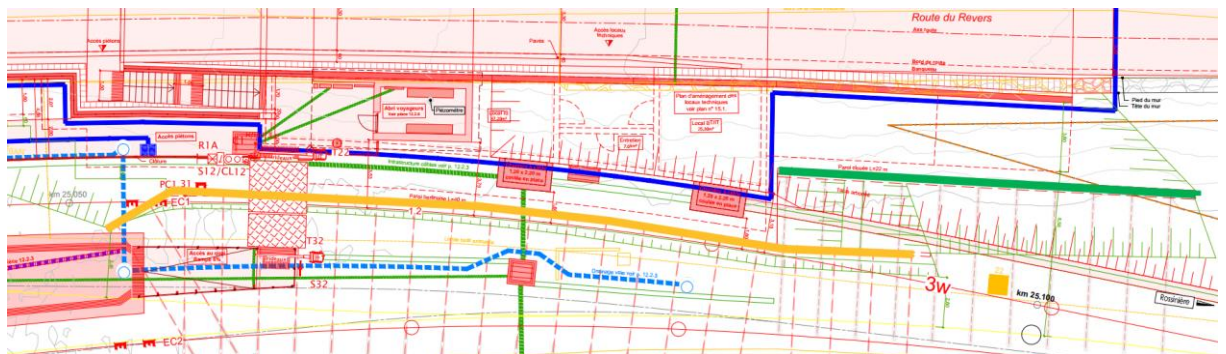


Figure 17. Situation des parois provisoires. Orange : berlinoise. Vert : clouée

6.1.1 Paroi berlinoise ancrée

L'ouvrage concerné est situé dans l'emprise directe du futur bâtiment technique, entre les km 25.052 et 25.086 dans le secteur le plus proche de la voie actuelle.

6.1.1.1 Géométrie

La coupe de calcul considérée est effectuée au niveau du km 25.076 où la hauteur d'excavation est maximale. La hauteur d'excavation est de 6.40 m depuis le PDR qui considéré à 850.32 m environ. Le niveau de FF est admis à 843.52 m. Un préterrassement jusqu'au niveau 848.72 m est réalisé en tête.

Les caractéristiques de la paroi sont les suivantes :

- $Z_{\text{tête}} = 848.72$ m
- $Z_{\text{FF}} = 843.52$ m
- $H_{\text{max}} = 5.2$ m
- Profilés verticaux HEB 180 S355 – $e = 2.0$ m

Gare de la Tine et voie de garage au Lanciau
Note de calcul Mur aval gauche km 25.030 – Bâtiment technique

- $EI = 4'023 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- Parement en béton projeté ($E = 20 \text{ GPa}$) - épaisseur 18 cm
 - $EI = 9'720 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- Ancrages Dywidag 32 ($950/1050 \text{ N/mm}^2$) – $e = 2.0 \text{ m}$
 - $A = 804 \text{ mm}^2$
 - $K = 8'040 \text{ kN/m/m}$
 - Niveaux: 848.22 m / 846.72 m / 845.22 m
 - Forage 152 mm – injection IGU
 - $L_r = 7.0 \text{ m}$
 - $L_v = 7.0 \text{ m}$
 - $P_0 = 200 \text{ kN}$

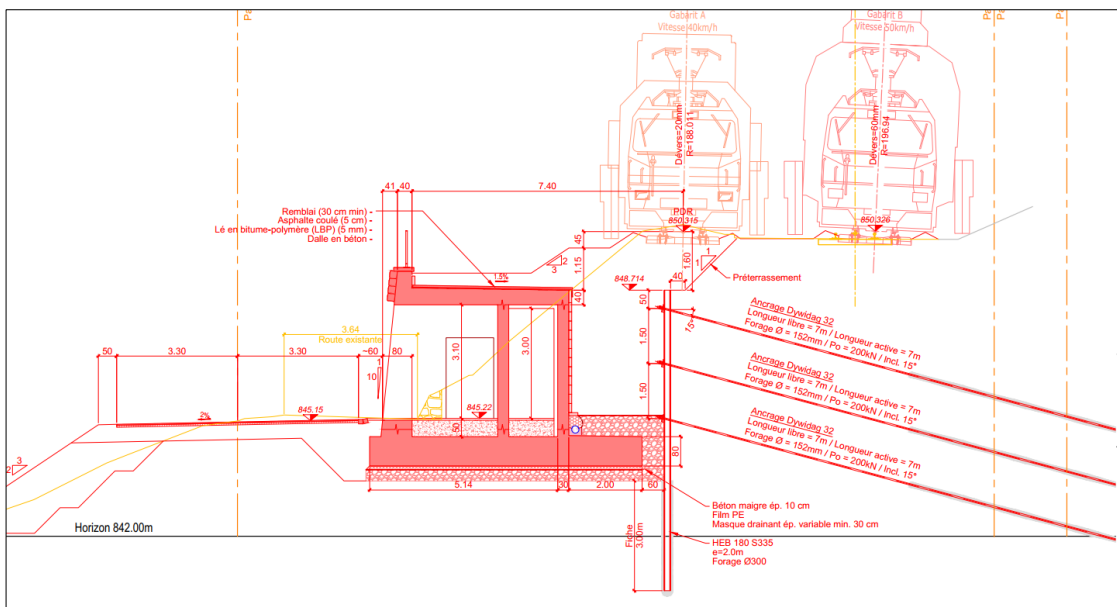


Figure 18. Coupe de calcul considérée – km 25.076

6.1.1.2 Paramètres géométriques

Le modèle géologique et les paramètres géométriques sont issus de l'étude géotechnique de Karakas & Français du 09.04.2021.

Ainsi, les paramètres γ , c' et ϕ' pris en considération sont les suivants :

Dénomination	Ep. (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kN/m ²)	ϕ'_k (°)	k_h (MN/m ² /m)	$q_{s,k}$ (kN/m ²)
Remblais	3.3	20.5	0	35	30	100
Ancien sol	0.6	20.0	2	33	25	
Eboulis de pente	-	22.5	2	37	48	120

Avec :

- γ : poids volumique apparent (kN/m³)
- ϕ'_k : valeur caractéristique de l'angle de frottement interne effectif (°)

- c_k : valeur caractéristique de la cohésion effective (kN/m²)
- k_h : coefficient de réaction horizontal (MN/m²/m)
- $q_{s,k}$: frottement latéral (kN/m²)

6.1.1.3 Phasage des travaux

Le phasage de réalisation est le suivant :

- 1- Forage des profilés (de nuit) depuis la plateforme 850.32 m
- 2- Prêtérassément (de nuit) jusqu'au niveau 848.72 m
- 3- Terrassement, blindage et pose des ancrages à l'avancement (de jour) jusqu'au FF 843.52 m, avec :
 - a. 1^{er} rang d'ancrages à -0.5 m/arasée paroi,
 - b. 2^{ème} rang d'ancrages à -2.0 m/arasée paroi,
 - c. 3^{ème} rang d'ancrages à -3.5 m/ arasée paroi.

6.1.1.4 Charges considérées

• Trafic ferroviaire

L'axe de la voie est situé à 5.2 m de celui des profilés. Le modèle de charge 7 est déterminant (selon SIA 261) avec la charge suivante : $q_k = 52$ kN/m² et $a = 1.0$ (ouvrage provisoire).

Cette charge s'applique sur une largeur de 2.0 m, 0.6 m en dessous du niveau supérieur du rail.

• Pression d'eau

Aucune pression d'eau n'a été considérée. Les éventuelles venues d'eau pourront circuler à travers les barbacanes.

6.1.1.5 Vérification de la sécurité structurale ELU 2

• Modèle de calcul

La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel KREA (TERRASOL).

• Vérification du défaut de butée

Le défaut de butée est justifié pour l'ensemble des phases. Se référer aux résultats de calcul KREA joints en annexe.

• Efforts internes dans la paroi

- Moment de flexion dans les profilés:

$$M_{d,max} = 33.7 \text{ kN.m/m} \times 2.0 \text{ m} \sim 67 \text{ kN.m} \rightarrow M_{R,d} (\text{HEB } 180 \text{ S355}) = 163 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

Selon table C5

- Effort tranchant dans les profilés:

$$V_{d,max} = 96.9 \text{ kN/m} \times 2.0 \text{ m} \sim 194 \text{ kN.m} \rightarrow V_{R,d} (\text{HEB } 180 \text{ S355}) = 395 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

Selon table C5

- Poussée des terres à l'arrière du blindage :

Le blindage est composé d'une couche de béton projeté C25/30 de 18 cm d'épaisseur ainsi que d'une nappe de treillis K335 côté fouille (nappe structurelle).

Les calculs de vérification de la résistance du parement à la flexion et à l'effort tranchants sont vérifiés avec des taux d'exploitation < 1.0 . Les calculs des efforts résistants sont joints en annexe.

- **Efforts internes dans les ancrages**

Sur la base de l'interprétation des données géotechniques à disposition et de l'expérience, il a été admis un frottement latéral $q_{s,k}$ dans les éboulis de pente de 120 kN/m^2 .

Ce paramètre devra être confirmé en phase chantier par la réalisation d'essais d'arrachement.

L'effort axial dans les ancrages est le suivant:

$$T_{d,max} = 138.8 \text{ kN/m} \times 2.0 \text{ m} \sim 278 \text{ kN} < R_{a,d} = R_{a,k}/\gamma_M = (\pi * \alpha * \phi_{\text{forage}} * q_{s,k} * L_v)/\gamma_M$$
$$R_{a,d} = (\pi * 1.1 * 0.152 * 120 * 7)/1.35$$
$$R_{a,d} = 326 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

$$< R_{i,d} = A * f_y = 804 \text{ mm}^2 \times 1050 \text{ N/mm}^2$$
$$R_{i,d} = 844 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

Il est également vérifié que : $P_0 = 200 \text{ kN} < R_{a,k} * 0.6 = 264 \text{ kN}$ selon l'équation 63 de la norme SIA 267(2013).

6.1.1.6 *Vérification de la stabilité d'ensemble ELU 3*

La vérification de la stabilité d'ensemble a été effectuée à l'aide du logiciel Larix 8 (Cubus). La sécurité structurale est assurée avec un facteur de sécurité de 2.04 (voir annexe).

6.1.1.7 *Déformations prévisibles*

La figure illustrant l'enveloppe des 4 KREA) est jointe en annexe. Les déplacements horizontaux prévisibles sont inférieurs au centimètre et par conséquent admissibles.

6.1.2 **Paroi gunitée clouée**

L'ouvrage concerné est situé dans l'emprise directe du futur mur de la rampe d'accès côté Rossinière, entre les km 25.086 et 25.102.

6.1.2.1 *Géométrie*

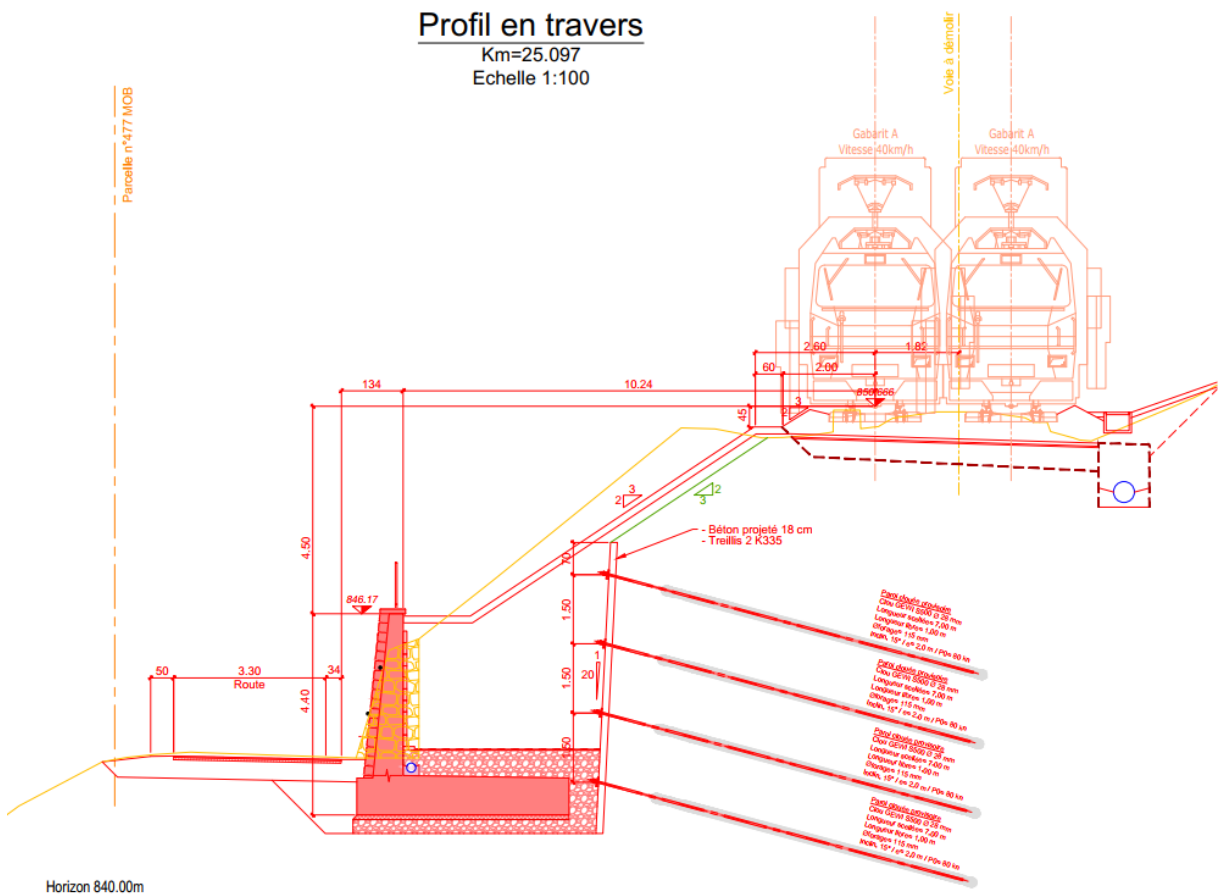
La coupe de calcul considérée est effectuée pour la hauteur maximale de la paroi, soit 5.3 m environ.

Les caractéristiques de la paroi sont les suivantes :

- $Z_{\text{tête}} = 847.70 \text{ m}$

Gare de la Tine et voie de garage au Lanciau
Note de calcul Mur aval gauche km 25.030 – Bâtiment technique

- $Z_{FF} = 841.40$ m
- $H_{max} = 6.3$ m
- Parement en béton projeté ($E = 20$ GPa) - épaisseur 18 cm
- Ancrages Gewi 28 mm ($500/550$ N/mm²) – $e_h = 2.0$ m
 - o $A = 616$ mm²
 - o Niveaux: 847.00 m / 845.50 m / 844.00 m / 842.50 m
 - o Forage 115 mm – injection IGU
 - o $L_v = 8.0$ m
 - o $P_0 = 50$ kN



6.1.2.2 Paramètres de calcul

Les paramètres γ , c' et ϕ' pris en considération sont analogues à ceux présentés au chapitre 6.1.1.2.

Les paramètres de calcul LARIX considérés sont les suivants :

- Force maximale $K_{max} = F_{t,Rd}/e_h = 146.5$ kN/m

- Adhérence $H = (\pi * a * \phi_{\text{forage}} * q_{s,k}) / e_n = 19.9 \text{ à } 23.8 \text{ kN/m}^2$

6.1.2.3 Phasage des travaux

Le phasage de réalisation est le suivant :

- 1- Prêtérassément et reprofilage du talus jusqu'au niveau 847.70 m
- 2- Terrassement, blindage et pose des clous à l'avancement (de jour) jusqu'au FF 841.40 m, avec :
 - a. 1^{er} rang de clous à -0.7 m/arasée paroi,
 - b. 2^{ème} rang de clous à -2.2 m/arasée paroi,
 - c. 3^{ème} rang de clous à -3.7 m/arasée paroi,
 - d. 4^{ème} rang de clous à -5.2 m/arasée paroi.

6.1.2.4 Charges considérées

• Trafic ferroviaire

L'axe de la voie est situé à 7.7 m de celui des profilés. Le modèle de charge 7 est déterminant (selon SIA 261) avec la charge suivante : $q_k = 52 \text{ kN/m}^2$ et $a = 1.0$ (ouvrage provisoire).

Cette charge s'applique sur une largeur de 2.0 m, 0.6 m en dessous du niveau supérieur du rail.

• Pression d'eau

Aucune pression d'eau n'a été considérée. Les éventuelles venues d'eau pourront circuler à travers les barbacanes.

6.1.2.5 Vérification de la stabilité d'ensemble ELU 3

La vérification de la stabilité d'ensemble a été effectuée à l'aide du logiciel Larix 8 (Cubus). La sécurité structurale est assurée avec un facteur de sécurité de 1.43 (voir annexe).

6.1.2.6 Vérification des ancrages – ELU 2

Armature des ancrages (Gewi 28 mm) – sécurité interne :

$$\begin{aligned}
 P_{pk} &= R_{ik} && = 323 \text{ kN} \\
 P_{0,max} &= P_{pk} * 0.6 && = 194 \text{ kN} \\
 P_{0,max} &= R_{ak} * 0.6 && = 229 \text{ kN} \\
 P_0 &&& = 80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sécurité externe :

$$\begin{aligned}
 q_{s,k} &&& = 120 \text{ kN/m}^2 \\
 R_{ak} &= \alpha \cdot \pi \cdot \Phi_{\text{Forage}} \cdot q_{s,k} \cdot L && = 382 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Résistance ultime de l'ancrage :

$$\begin{aligned}
 R_{id} &= \min (R_{ak}; R_{ik}) / \gamma_M = 323 / 1.35 && = 239 \text{ kN} \\
 R_d &= \gamma_A P_0 < R_{id} = 1.1 \times 80 < 239 && = 88 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Résistance ultime interne de l'ancrage :

La contrainte maximale exercée à l'arrière de l'écran est égale à :

$$\sigma_d = 1.35 \times K_a \cdot \gamma \cdot H^{(*)} + 1.5 \times K_a \cdot \sum q_k \quad \text{avec } K_a = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2) = 0.25 \text{ (**)}$$

$$\sigma_d = 1.35 \times 0.25 \times 22.5 \times 8.6 + 1.5 \times 0.25 \times 62.5 = 88.7 \text{ kN/m}^2$$

(*) la hauteur totale depuis la tête du talus est considérée, soit 8.6 m

(**) Les paramètres géomécaniques des éboulis de pente sont admis.

Cette valeur maximale est retenue pour la vérification de la sécurité interne.
 La force horizontale à reprendre par ancrage est égale à :

$$F_d = (\sigma_{d,max} \times e_h \times e_v) \times \cos 15 = (88.7 \times 2.0 \times 1.3) \times \cos 15 = 223 \text{ kN} < R_{id} \quad \text{OK}$$

6.2 VERIFICATION DU PAREMENT EN BETON PROJETE – ELU 2

Une couche de béton projeté de 180 mm d'épaisseur minimum et armée de deux nappes K335 sera mise en place.

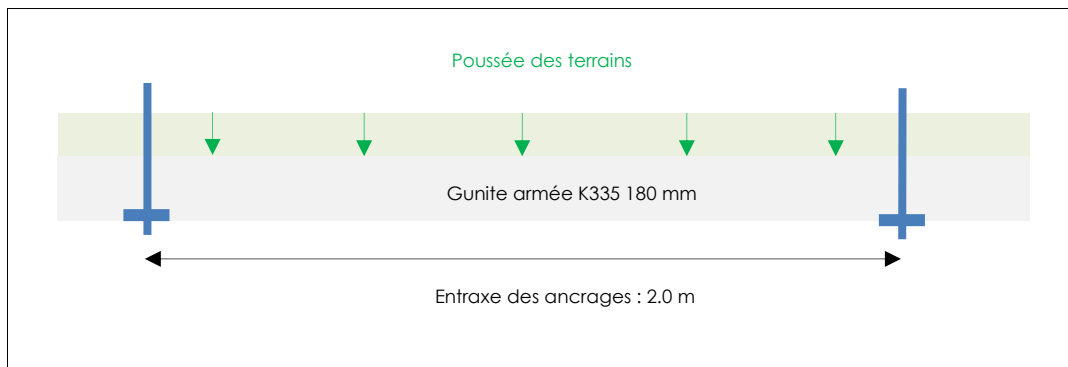


Figure 20: Action de la poussée des terrains sur le parement

L'effort maximal P s'exerçant à l'arrière du parement est pris égal à $P = 0.5 \cdot \sigma_d \cdot H$

Soit $P = 0.5 \times 88.7 \times 8.6 = 381.4 \text{ kN/m}$

Soit $q_d = P/H = 44.4 \text{ kN/m}^2$

Moment sollicitant :

$$M_{ed} = q_d \times l^2/8 = 44.4 \times 2^2/8 = 22.2 \text{ kN.m}$$

A noter que la pression d'eau n'est pas considérée dans les calculs de vérification ; la mise en place de barbacanes au sein du parement permettra la dissipation des éventuelles pressions.

Moment résistant :

$h=180 \text{ mm}$, ext 2*K335_enrobage 4 cm

$$M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_s \times f_{sd} = 0.9 \times (180-40-4) \times 2 \times 335 \times 435 = 35.6 \text{ kN.m} > M_{ed} \quad \text{OK}$$

6.3 IMPACT FORCE DE LACET

Les parois sont à plus de 2.5 m de la tête de traverse. Par conséquent, les données relatives à la force de lacet ne s'appliquent pas aux ouvrages de soutènement.

7 SIGNATURES

Maîtrise d'ouvrage :

Compagnie du Chemin de fer
Montreux Oberland bernois SA

Date

Signature

.....

.....

Auteur du projet :

Date

Signature

.....

.....

ANNEXE 1

Combinaisons de charges

ELU Type 1 - Stabilité de l'ensemble

		<i>Effet</i>	Coefficient appliqué	Valeur caractéristique	Valeur de dimensionnement
Actions permanentes					
Poids propre structure		Favorable	$\gamma_G = 0.90 [-]$		
Charge permanentes sur bâtiment	<i>Zone A</i>	Favorable	$\gamma_G = 0.90 [-]$	24.0 [kN/m ²]	21.6 [kN/m ²]
	<i>Zone B</i>	Favorable	$\gamma_G = 0.90 [-]$	14.0 [kN/m ²]	12.6 [kN/m ²]
	<i>Zone C</i>	Favorable	$\gamma_G = 0.90 [-]$	4.0 [kN/m ²]	3.6 [kN/m ²]
	<i>Abri voyageur</i>	Non considéré*			
Poids de terre sur semelle	<i>h = 4.6 [m]</i>	Favorable	$\gamma_G = 0.90 [-]$	106.0 [kN/m ²]	95.4 [kN/m ²]
	<i>h = 5.4 [m]</i>	Favorable	$\gamma_G = 0.90 [-]$	122.8 [kN/m ²]	110.5 [kN/m ²]
Poussée des terres (K_0)	<i>z₀ = -1.60 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	14.3 [kN/m ²]	19.3 [kN/m ²]
	<i>z₁ = -6.40 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	57.3 [kN/m ²]	77.4 [kN/m ²]
	<i>z₂ = -7.20 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	64.5 [kN/m ²]	87.0 [kN/m ²]
Actions variables - Ferroviaire			$\alpha = 1.13 [-]$		
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	<i>Zone Q_k</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	15.1 [kN/m ²]	24.7 [kN/m ²]
	<i>Zone q_k</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	10.5 [kN/m ²]	17.3 [kN/m ²]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6		Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	5.5 [kN/m ²]	8.9 [kN/m ²]
Force de lacet		Non considéré			
Force centrifuge		Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	4.7 [kN/m]	7.7 [kN/m]
Actions variables - Autres					
Charge de neige (hors bâtiment)		Concomitant	$\psi_0 = 0.94 [-]$	4.0 [kN/m ²]	3.8 [kN/m ²]
Charge de neige (sur bâtiment)		Non concomitant**			
Charge utile sur bâtiment		Non concomitant**			
Coefficient de poussée au repos			$K_0 = 0.43 [-]$		
*Hypothèse conservatrice					
**Admis non concomitant car cette action est favorable					

ELU Type 2 - Résistance ultime

		<i>Effet</i>	Coefficient appliqué	Valeur caractéristique	Valeur de dimensionnement
Actions permanentes					
Poids propre structure		Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$		
Charge permanentes sur bâtiment	<i>Zone A</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	24.0 [kN/m ²]	32.4 [kN/m ²]
	<i>Zone B</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	14.0 [kN/m ²]	18.9 [kN/m ²]
	<i>Zone C</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	4.0 [kN/m ²]	5.4 [kN/m ²]
	<i>Abri voyageur</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$		
Poids de terre sur semelle	<i>h = 4.6 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	106.0 [kN/m ²]	143.1 [kN/m ²]
	<i>h = 5.4 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	122.8 [kN/m ²]	165.8 [kN/m ²]
Poussée des terres (K ₀)	<i>z₀ = -1.60 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	14.3 [kN/m ²]	19.3 [kN/m ²]
	<i>z₁ = -6.40 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	57.3 [kN/m ²]	77.4 [kN/m ²]
	<i>z₂ = -7.20 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	64.5 [kN/m ²]	87.0 [kN/m ²]
Actions variables - Ferroviaire			$\alpha = 1.13 [-]$		
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	<i>Zone Q_k</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	15.1 [kN/m ²]	24.7 [kN/m ²]
	<i>Zone q_k</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	10.5 [kN/m ²]	17.3 [kN/m ²]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6		Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	5.5 [kN/m ²]	8.9 [kN/m ²]
Force de lacet		Non considéré			
Force centrifuge		Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	4.7 [kN/m]	7.7 [kN/m]
Actions variables - Autres					
Charge de neige (hors bâtiment)		Concomitant, défavorable	$\psi_0 = 0.94 [-]$	4.0 [kN/m ²]	3.8 [kN/m ²]
Charge de neige (sur bâtiment)		Concomitant, défavorable	$\psi_0 = 0.94 [-]$	4.0 [kN/m ²]	3.8 [kN/m ²]
Charges utile sur bâtiment		Défavorable	$\gamma_Q = 1.50 [-]$	5.0 [kN/m ²]	7.5 [kN/m]
Coefficient de poussée au repos			$K_0 = 0.43 [-]$		

ELS Quasi-permanent

		Effet	Coefficient appliqué	Valeur caractéristique	Valeur de dimensionnement
Actions permanentes					
Poids propre structure		Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$		
Charge permanentes sur bâtiment	Zone A	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	24.0 [kN/m ²]	24.0 [kN/m ²]
	Zone B	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	14.0 [kN/m ²]	14.0 [kN/m ²]
	Zone C	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	4.0 [kN/m ²]	4.0 [kN/m ²]
	Abri voyageur	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$		
Poids de terre sur semelle	$h = 4.6 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	106.0 [kN/m ²]	106.0 [kN/m ²]
	$h = 5.4 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	122.8 [kN/m ²]	122.8 [kN/m ²]
Poussée des terres (K_0)	$z_0 = -1.60 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	14.3 [kN/m ²]	14.3 [kN/m ²]
	$z_1 = -6.40 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	57.3 [kN/m ²]	57.3 [kN/m ²]
	$z_2 = -7.20 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	64.5 [kN/m ²]	64.5 [kN/m ²]
Actions variables - Ferroviaire			$\alpha = 1.00 [-]$		
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Zone Q_k	Défavorable	$\psi_2 = 0.00 [-]$	15.1 [kN/m ²]	0.0 [kN/m ²]
	Zone q_k	Défavorable	$\psi_2 = 0.00 [-]$	10.5 [kN/m ²]	0.0 [kN/m ²]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6		Défavorable	$\psi_2 = 0.00 [-]$	5.5 [kN/m ²]	0.0 [kN/m ²]
Force de lacet		Non considéré			
Force centrifuge		Défavorable	$\psi_2 = 0.00 [-]$	4.7 [kN/m]	0.0 [kN/m]
Actions variables - Autres					
Charge de neige (hors bâtiment)		Négligé			
Charge de neige (sur bâtiment)		Concomitant, défavorable	$\psi_2 = 0.05 [-]$	4.0 [kN/m ²]	0.2 [kN/m ²]
Charges utile sur bâtiment		Défavorable	$\psi_2 = 0.30 [-]$	5.0 [kN/m ²]	1.5 [kN/m]
Coefficient de poussée au repos			$K_0 = 0.43 [-]$		

ELS Fréquent

		Effet	Coefficient appliqué	Valeur caractéristique	Valeur de dimensionnement
Actions permanentes					
Poids propre structure		Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$		
Charge permanentes sur bâtiment	Zone A	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	24.0 [kN/m ²]	24.0 [kN/m ²]
	Zone B	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	14.0 [kN/m ²]	14.0 [kN/m ²]
	Zone C	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	4.0 [kN/m ²]	4.0 [kN/m ²]
	Abri voyageur	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$		
Poids de terre sur semelle	$h = 4.6 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	106.0 [kN/m ²]	106.0 [kN/m ²]
	$h = 5.4 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	122.8 [kN/m ²]	122.8 [kN/m ²]
Poussée des terres (K_0)	$z_0 = -1.60 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	14.3 [kN/m ²]	14.3 [kN/m ²]
	$z_1 = -6.40 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	57.3 [kN/m ²]	57.3 [kN/m ²]
	$z_2 = -7.20 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	64.5 [kN/m ²]	64.5 [kN/m ²]
Actions variables - Ferroviaire			$\alpha = 1.00 [-]$		
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Zone Q_k	Défavorable	$\psi_1 = 1.00 [-]$	15.1 [kN/m ²]	15.1 [kN/m ²]
	Zone q_k	Défavorable	$\psi_1 = 1.00 [-]$	10.5 [kN/m ²]	10.5 [kN/m ²]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6		Défavorable	$\psi_1 = 1.00 [-]$	5.5 [kN/m ²]	5.5 [kN/m ²]
Force de lacet		Non considéré			
Force centrifuge		Défavorable	$\psi_1 = 1.00 [-]$	4.7 [kN/m]	4.7 [kN/m]
Actions variables - Autres					
Charge de neige (hors bâtiment)		Négligé			
Charge de neige (sur bâtiment)		Concomitant, défavorable	$\psi_2 = 0.05 [-]$	4.0 [kN/m ²]	0.2 [kN/m ²]
Charges utile sur bâtiment		Défavorable	$\psi_2 = 0.30 [-]$	5.0 [kN/m ²]	1.5 [kN/m]
Coefficient de poussée au repos			$K_0 = 0.43 [-]$		

ACCIDENTEL - Pas de remblai sur dalle

		Effet	Coefficient appliqué	Valeur caractéristique	Valeur de dimensionnement
Actions permanentes					
Poids propre structure		Favorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$		
Charge permanentes sur bâtiment	Zone A	Favorable	$\gamma_G = 0.00 [-]$	24.0 [kN/m ²]	0.0 [kN/m ²]
	Zone B	Favorable	$\gamma_G = 0.00 [-]$	14.0 [kN/m ²]	0.0 [kN/m ²]
	Zone C	Favorable	$\gamma_G = 0.00 [-]$	4.0 [kN/m ²]	0.0 [kN/m ²]
	Abri voyageur	Non considéré*			
Poids de terre sur semelle	$h = 4.6 [m]$	Favorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	106.0 [kN/m ²]	106.0 [kN/m ²]
	$h = 5.4 [m]$	Favorable	$\gamma_G = 1.00 [-]$	122.8 [kN/m ²]	122.8 [kN/m ²]
Poussée des terres (K_0)	$z_0 = -1.60 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	14.3 [kN/m ²]	19.3 [kN/m ²]
	$z_1 = -6.40 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	57.3 [kN/m ²]	77.4 [kN/m ²]
	$z_2 = -7.20 [m]$	Défavorable	$\gamma_G = 1.35 [-]$	64.5 [kN/m ²]	87.0 [kN/m ²]
Actions variables - Ferroviaire			$\alpha = 1.13 [-]$		
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	Zone Q_k	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	15.1 [kN/m ²]	24.7 [kN/m ²]
	Zone q_k	Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	10.5 [kN/m ²]	17.3 [kN/m ²]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6		Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	5.5 [kN/m ²]	8.9 [kN/m ²]
Force de lacet		Non considéré			
Force centrifuge		Défavorable	$\gamma_Q = 1.45 [-]$	4.7 [kN/m]	7.7 [kN/m]
Actions variables - Autres					
Charge de neige (hors bâtiment)		Négligé			
Charge de neige (sur bâtiment)		Non concomitant**			
Charge utile sur bâtiment		Non concomitant**			
Coefficient de poussée au repos			$K_0 = 0.43 [-]$		
*Hypothèse conservatrice					
**Admis non concomitant car cette action est favorable					

Séisme

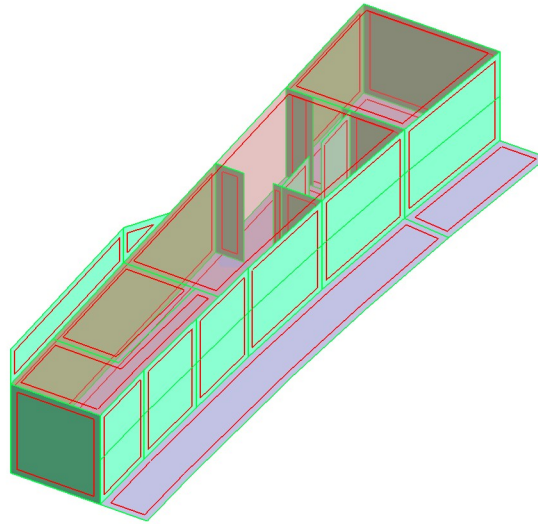
		<i>Effet</i>	Coefficient appliqué	Valeur caractéristique	Valeur de dimensionnement
Actions permanentes					
Poids propre structure		Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]		
Charge permanentes sur bâtiment	<i>Zone A</i>	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	24.0 [kN/m ²]	24.0 [kN/m ²]
	<i>Zone B</i>	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	14.0 [kN/m ²]	14.0 [kN/m ²]
	<i>Zone C</i>	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	4.0 [kN/m ²]	4.0 [kN/m ²]
	<i>Abri voyageur</i>	Non considéré*			
Poids de terre sur semelle	<i>h = 4.6 [m]</i>	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	106.0 [kN/m ²]	106.0 [kN/m ²]
	<i>h = 5.4 [m]</i>	Favorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	122.8 [kN/m ²]	122.8 [kN/m ²]
Poussée des terres (K_0)	<i>z₀ = -1.60 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	14.3 [kN/m ²]	14.3 [kN/m ²]
	<i>z₁ = -6.40 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	57.3 [kN/m ²]	57.3 [kN/m ²]
	<i>z₂ = -7.20 [m]</i>	Défavorable	$\gamma_G = 1.00$ [-]	64.5 [kN/m ²]	64.5 [kN/m ²]
Actions variables - Ferroviaire			$\alpha = 1.13$ [-]		
Charges ferroviaires voie 1 - modèle 6	<i>Zone Q_k</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.00$ [-]	15.1 [kN/m ²]	17.0 [kN/m ²]
	<i>Zone q_k</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.00$ [-]	10.5 [kN/m ²]	11.9 [kN/m ²]
Charges ferroviaires voie 2 - modèle 6		Non considéré			
Force de lacet		Non considéré			
Force centrifuge		Défavorable	$\gamma_Q = 1.00$ [-]	4.7 [kN/m]	5.3 [kN/m]
Action accidentelle					
Séisme	<i>Horizontal</i>	Défavorable	$\gamma_Q = 1.00$ [-]	136.0 [kN/m]	136.0 [kN/m]
	<i>Vertical</i>	Favorable	$\gamma_Q = 1.00$ [-]	68.0 [kN/m]	68.0 [kN/m]
Actions variables - Autres					
Charge de neige (hors bâtiment)		Négligé			
Charge de neige (sur bâtiment)		Non concomitant**			
Charge utile sur bâtiment		Non concomitant**			
Coefficient de poussée au repos			$K_0 = 0.43$ [-]		
*Hypothèse conservatrice					
**Admis non concomitant car cette action est favorable					

ANNEXE 2

Modèle de calcul

VUE D'ENSEMBLE

Structure



- Mur_60cm
- Mur_30cm
- Dalle_40cm
- Radier_80cm

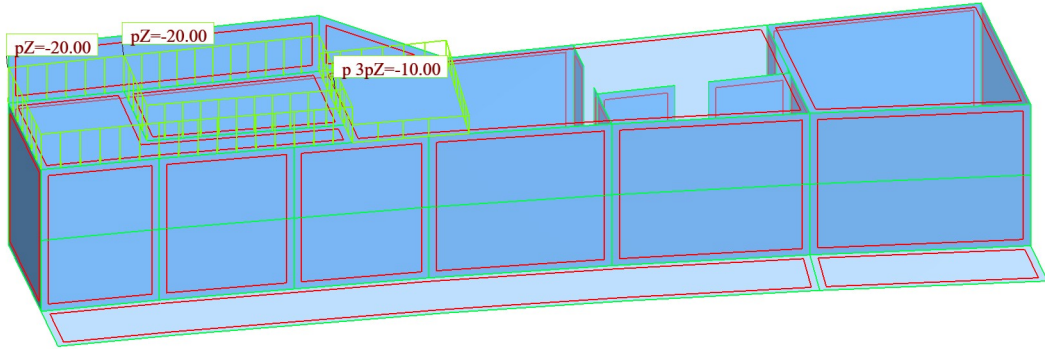
Cas: 1 (PP)



Les images sur fond bleu font suite aux corrections après les remarques de l'expert.

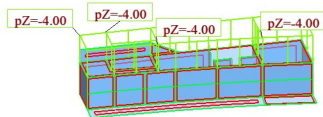
CHARGES

Charge permanente - Remblais sur bâtiment



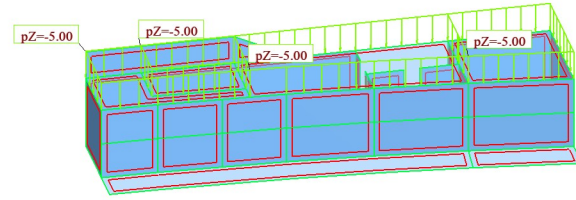
Cas: 2 (Bat_Terre) kPa

Charge permanente - Enrobé sur bâtiment



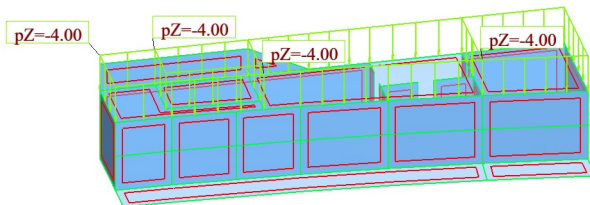
Cas: 3 (Bat_CF) kPa


Charge utile sur bâtiment



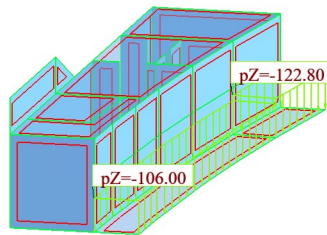
Cas: 4 (Bat_CU) 


Charge de neige sur bâtiment



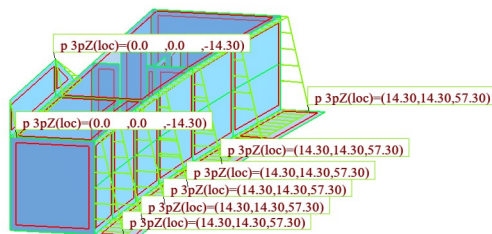
Cas: 5 (Bat_NEIGE) 


Poids de terre sur semelle



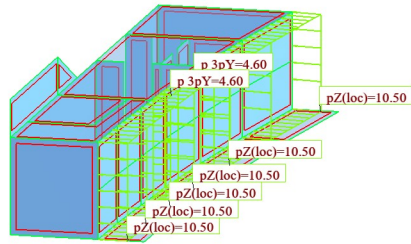
Cas: 6 (Terre_Poids_fav)  kPa

Poussée des terre au repos



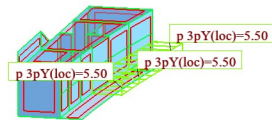
Cas: 7 (Terre_Poussée - K0)  kPa


Poussée train voie 1



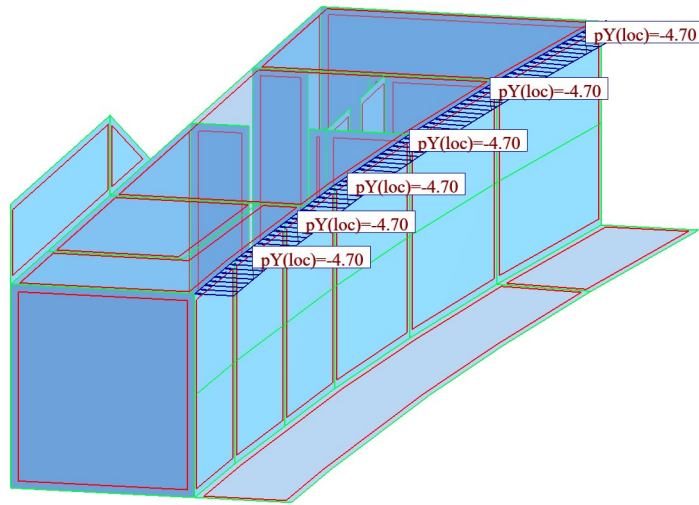
Cas: 8 (Train_Poussée - K0) 


Poussée train voie 2



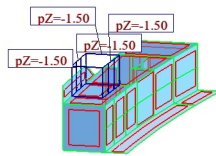
Cas: 9 (Train_2_Poussée - K0) 

Force centrifuge



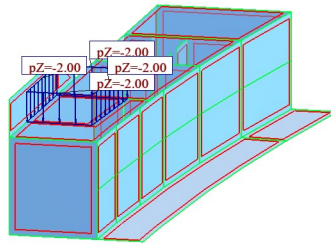
Cas: 10 (Train_Centrifuge)  kN/m

Abri voyageur - Poids propre



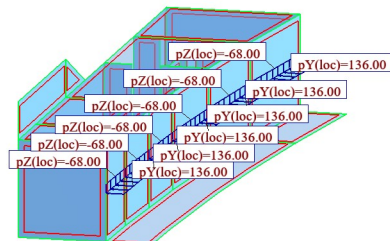
Cas: 13 (Abri_PP)  kN/m

Abri voyageur - Charge permanente



Cas: 14 (Abris_CP) $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Séisme



Cas: 17 (Séisme) $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

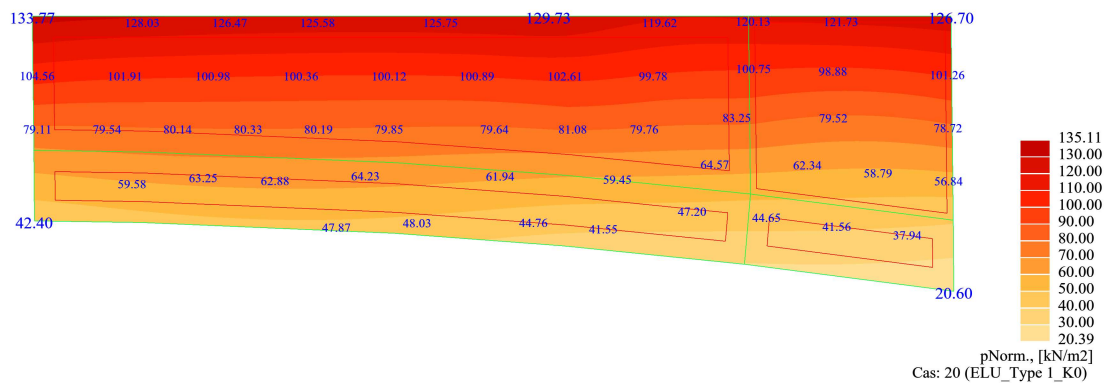
STABILITE GENERALE

Réactions - ELU Type 1

Repère global - Cas: 20 (ELU_Type 1_K0)

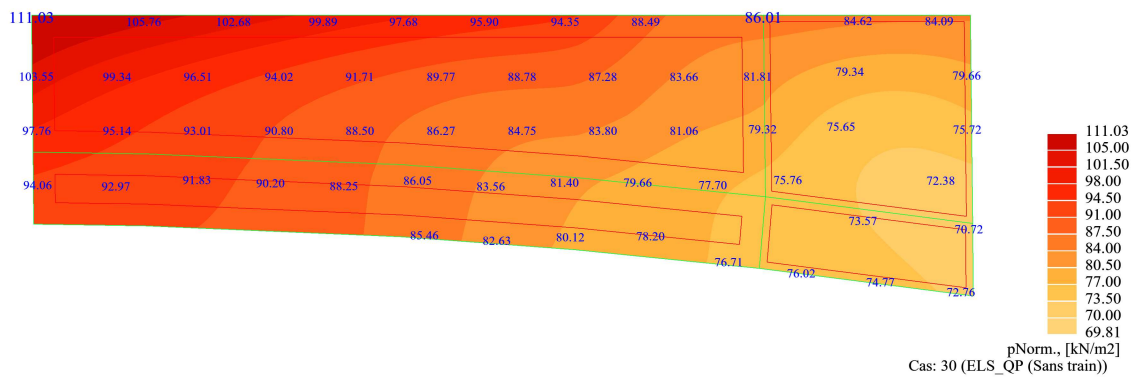
Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 20	ELU_Type 1_K0					
Somme totale	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Somme réactions	-560.47	-7768.80	13371.69	41728.75	-7909.27	-1533.74
Somme efforts	560.47	7768.80	-13371.69	-41728.75	7909.27	1533.74
Vérification	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Précision	1.00000e+00	4.22043e-20				

Contrainte au sol - ELU Type 1

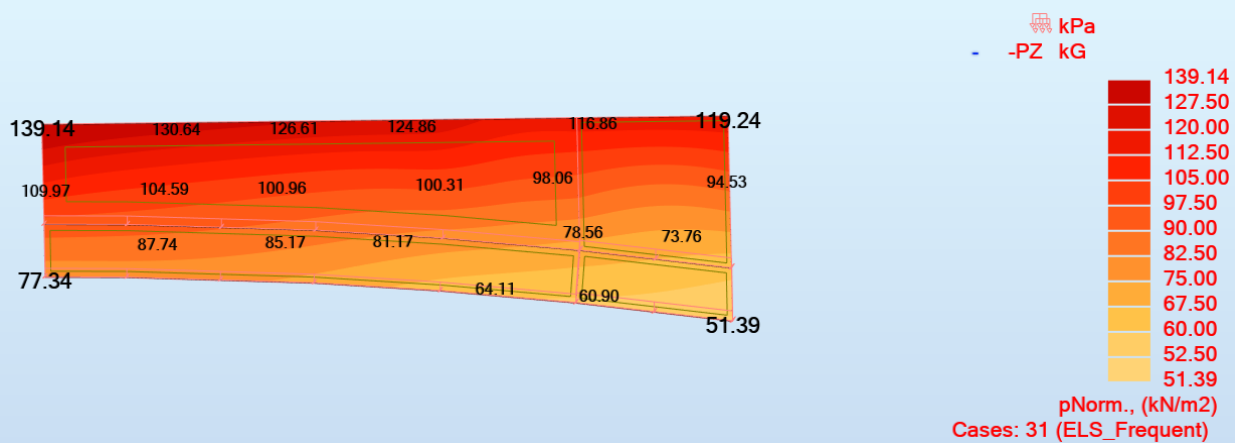


CONTRAINTES ET EFFORTS EN SERVICE

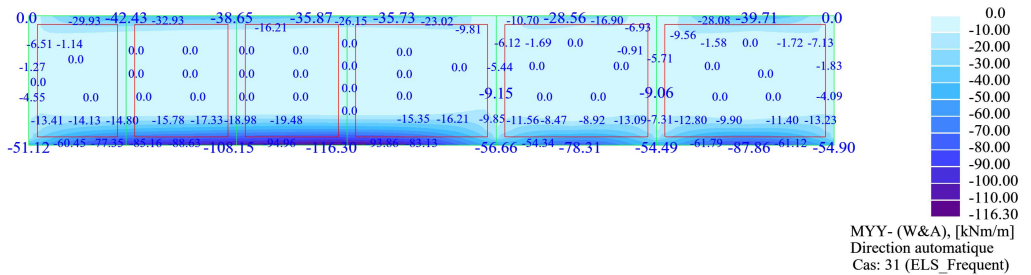
Contrainte au sol - ELS Quasi-permanent



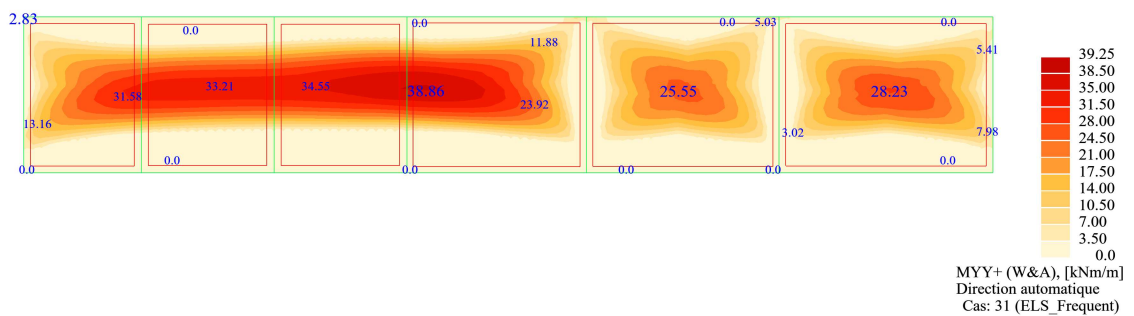
Contrainte au sol - ELS Fréquent



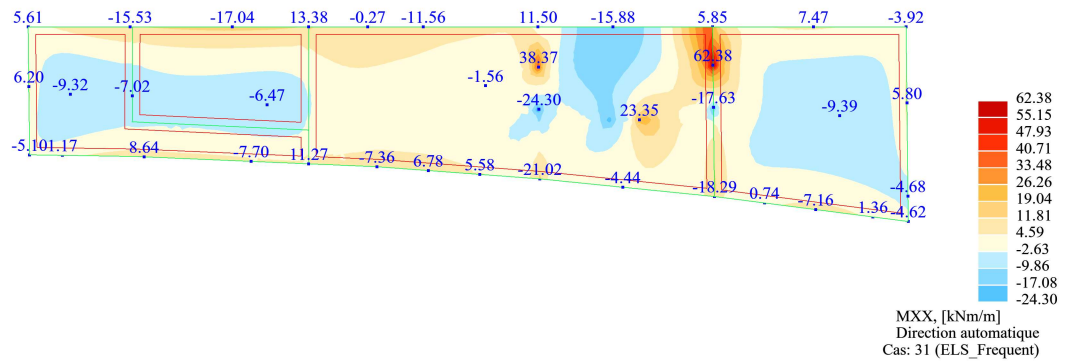
Mur contre terre - Moment ext. ELS Fréquent



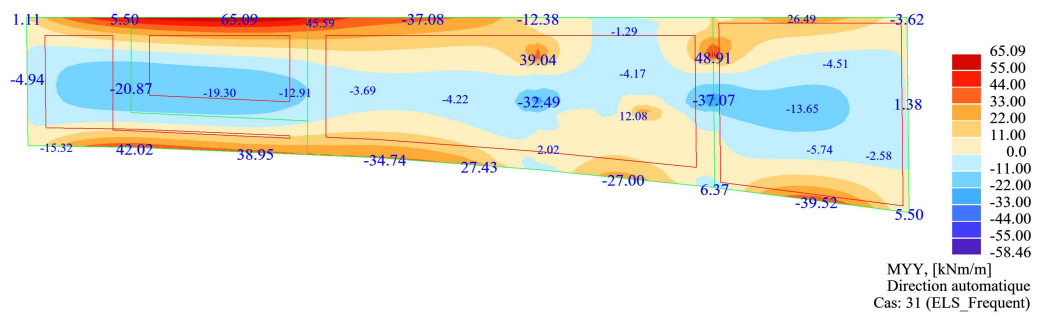
Mur contre terre - Moment int. ELS Fréquent



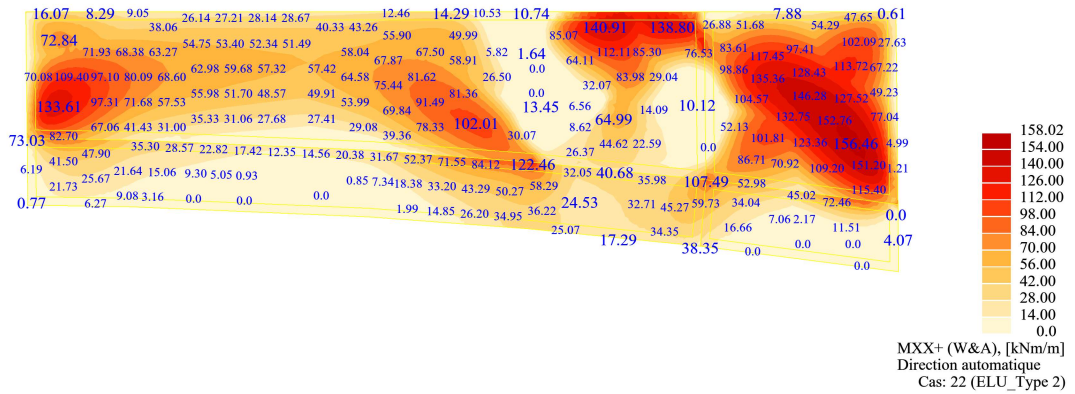
Dalle - Moment ELS Fréquent (Dir. X)



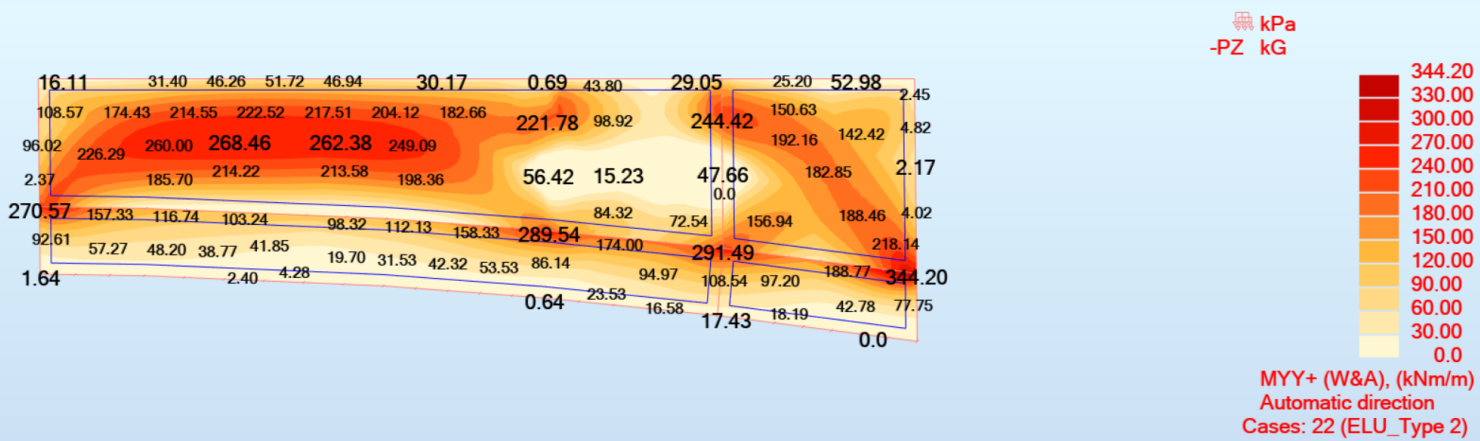
Dalle - Moments ELS Fréquent (Dir. Y)



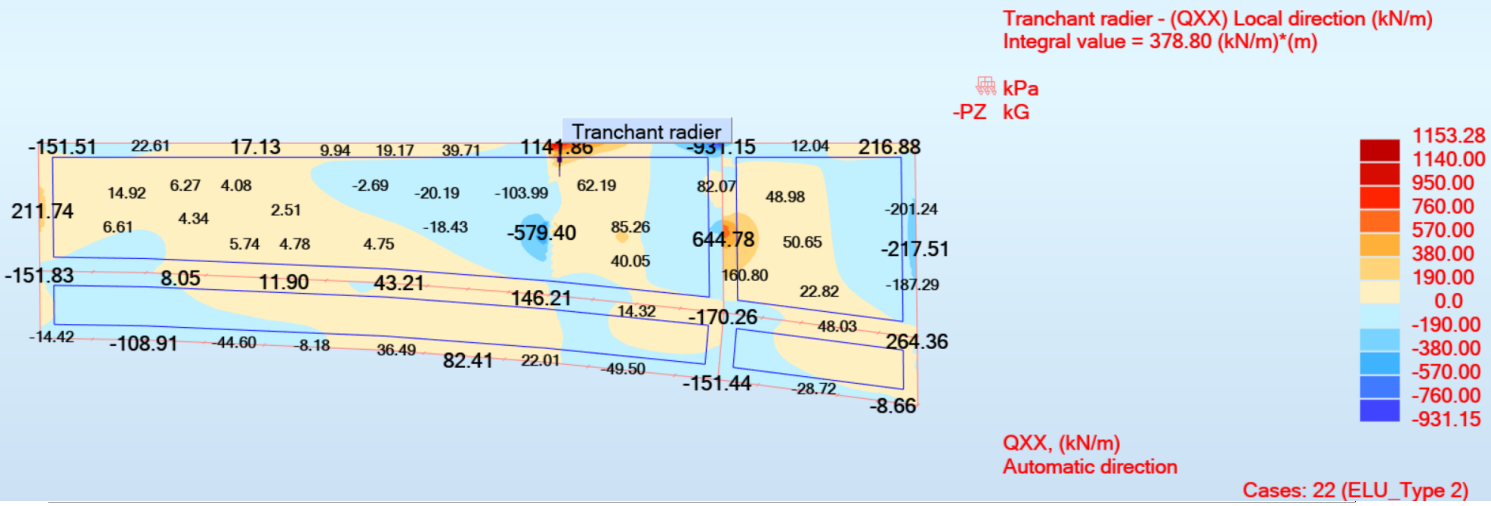
Radier - Moments Sup (Dir.X) ELU Type 2



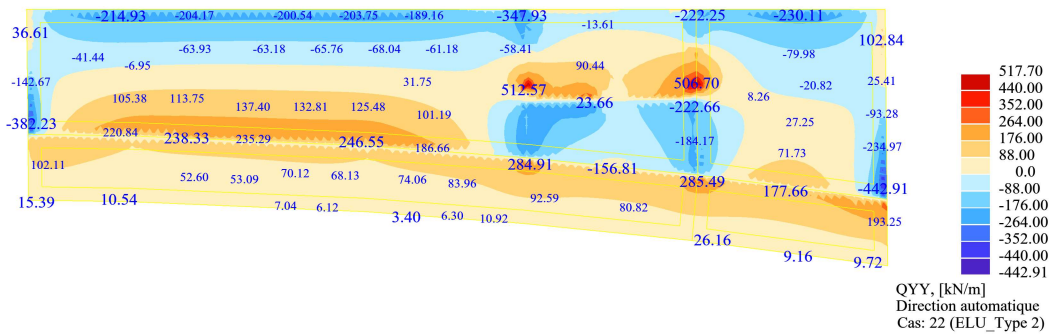
Radier - Moments Sup (Dir. Y) ELU Type 2



Radier - Tranchant (Dir. X) ELU Type 2



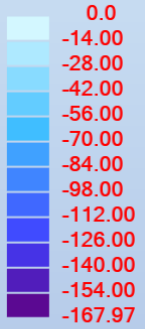
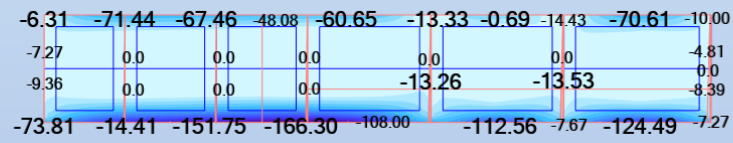
Radier - Tranchant (Dir. Y) ELU Type 2



Mur contre terre - Moment ext. ELU Type 2



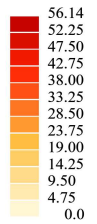
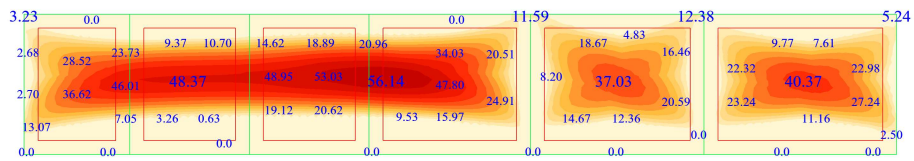
kN/m
 kPa
 -PZ kG



MYY- (W&A), (kNm/m)
 Automatic direction
 Cases: 22 (ELU_Type 2)



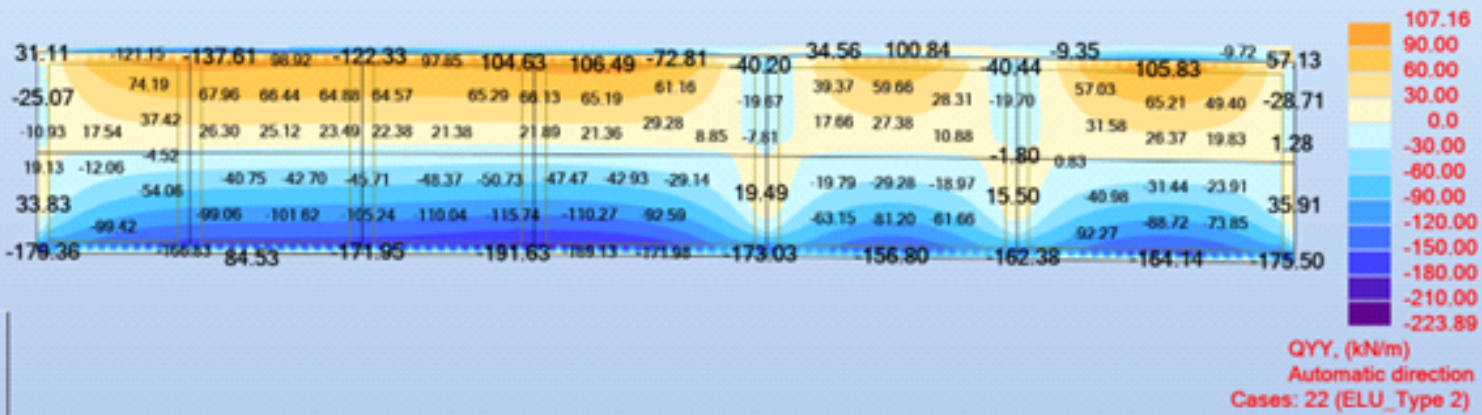
Mur contre terre - Moment int ELU Type 2



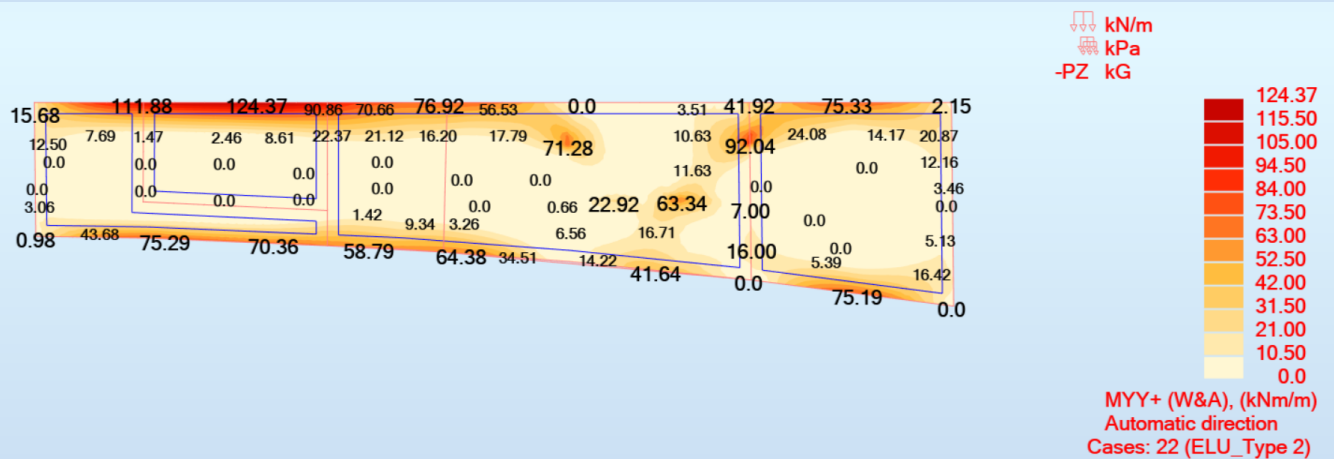
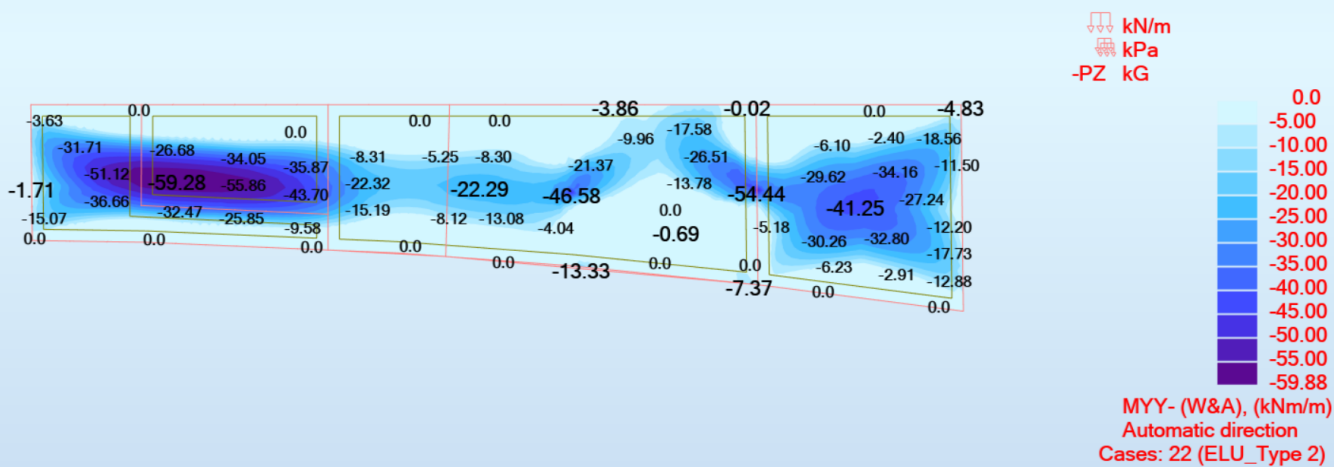
MYY+ (W&A), [kNm/m]
 Direction automatique
 Cas: 22 (ELU_Type 2)



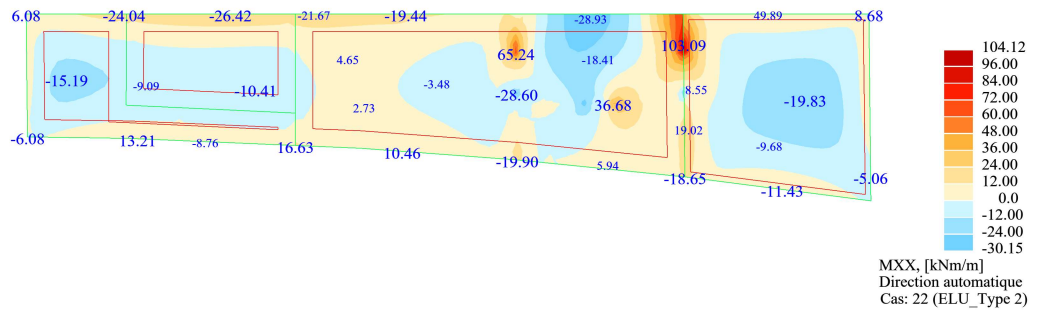
Murs contre terre - Tranchant (Dir. Y) ELU Type 2



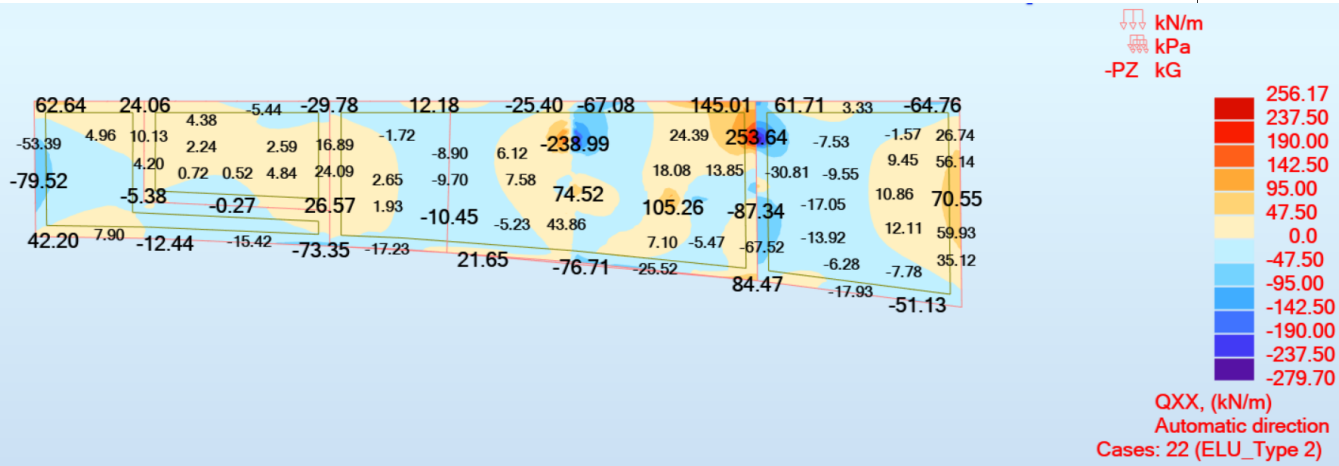
Dalle - Moments ELU Type 2 (dir. Y)



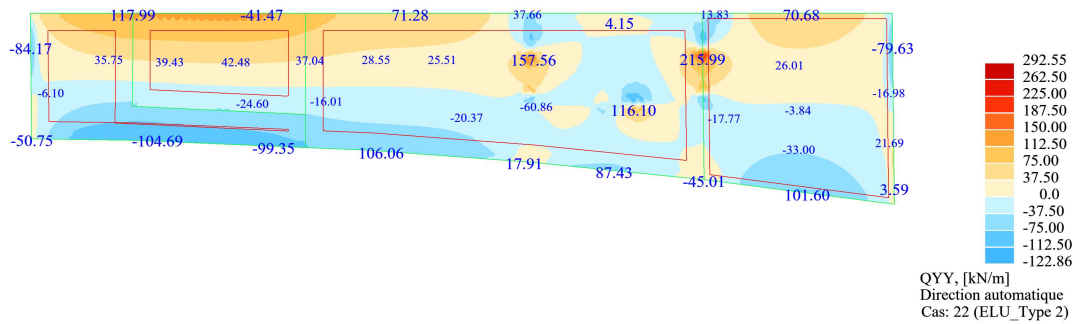
Dalle - Moment ELU Type 2 (Dir. X)



Dalle - Tranchant (Dir. X) ELU Type 2

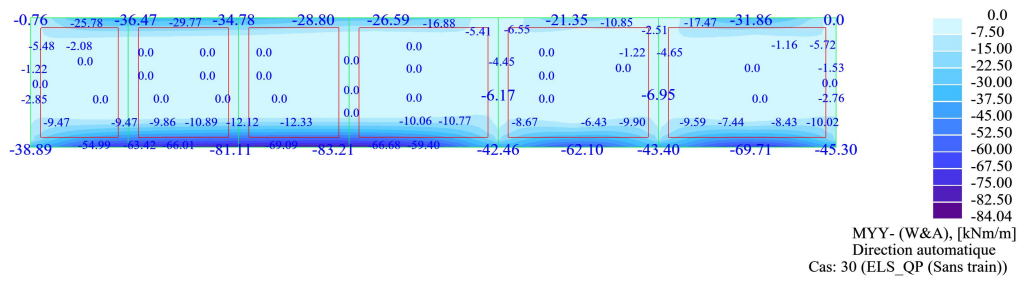


Dalle - Tranchant (Dir. Y) ELU Type 2

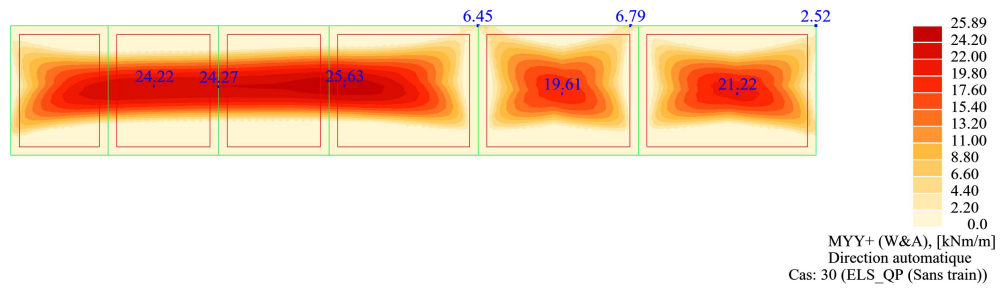


EFFORTS QUASI-PERMANENTS
(pour sollicitations à la fatigue)

Mur contre terre - Moment ext. ELS Quasi-permanent



Mur contre terre - Moment int. ELS Quasi-permanent



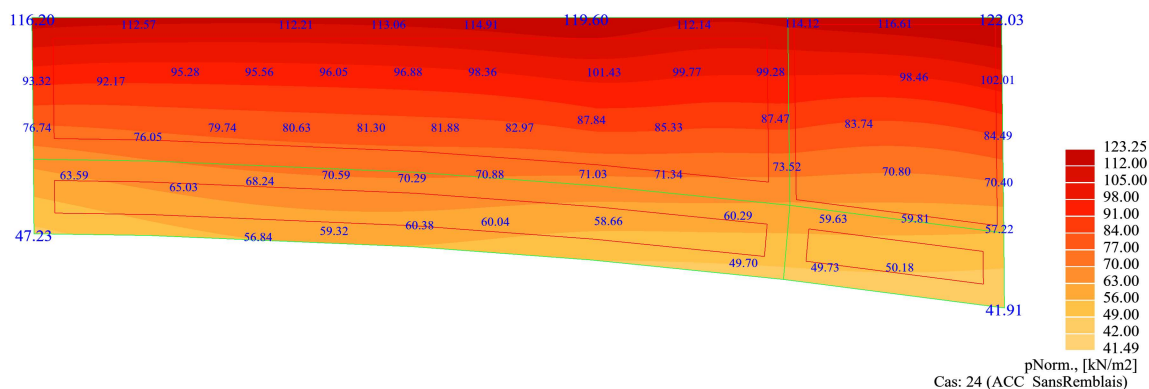
CAS ACCIDENTELS

Réactions - Accidentel sans remblai

Repère global - Cas: 24 (ACC_SansRemblais)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 24	ACC_SansRemblais					
Somme totale	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Somme réactions	-560.47	-7768.80	13587.43	39842.85	-13692.72	-1533.74
Somme efforts	560.47	7768.80	-13587.43	-39842.85	13692.72	1533.74
Vérification	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
Précision	1.00000e+00	4.14530e-20				

Contrainte au sol - Accidentel sans remblai

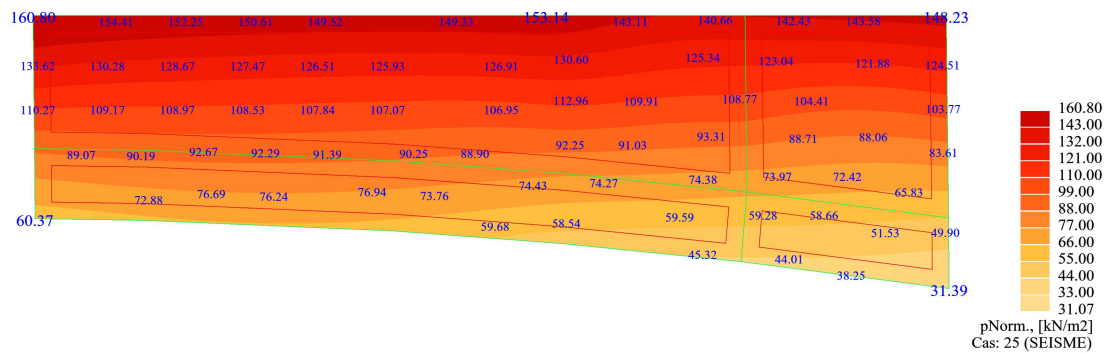


Réactions - Accidentel séisme

Repère global - Cas: 25 (SEISME)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 25	SEISME					
Somme totale	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Somme réactions	-676.28	-9186.63	16646.98	50671.57	-8920.79	-2504.65
Somme efforts	676.28	9186.63	-16646.98	-50671.57	8920.79	2504.65
Vérification	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Précision	1.00000e+00	3.33623e-20				

Contraint au sol - Accidentel séisme

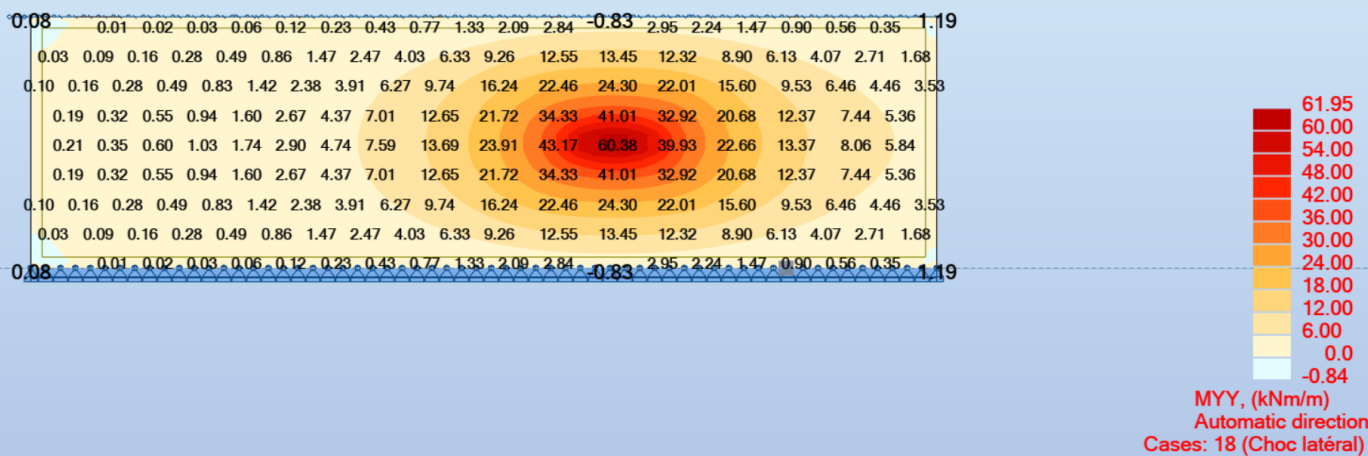


Réactions - Accidentel choc latéral

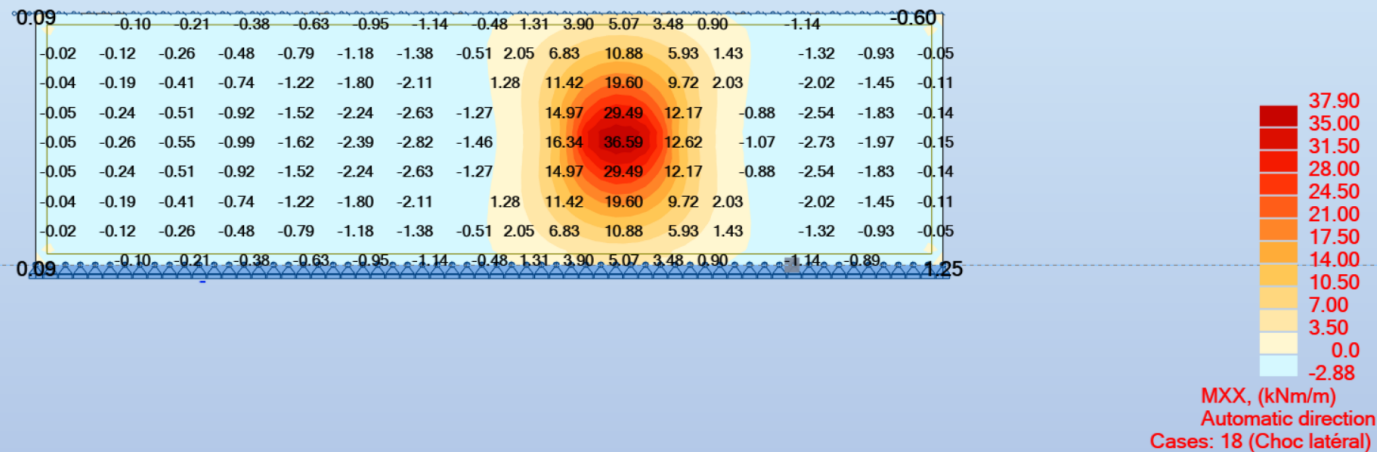
Planète global - Cas: 25 (SEISME)

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Case 18	Choc latéral					
Sum of val.	-0.00	249.60	1515.00	-0.00	0.00	0.00
Sum of reac.	-0.00	249.60	1515.00	8195.90	7655.53	-718.85
Sum of forc.	0.0	-249.60	-1515.00	-8195.90	-7655.53	718.85
Check val.	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Precision	6.38242e-14	7.66016e-29				

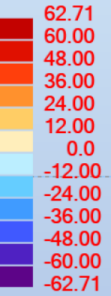
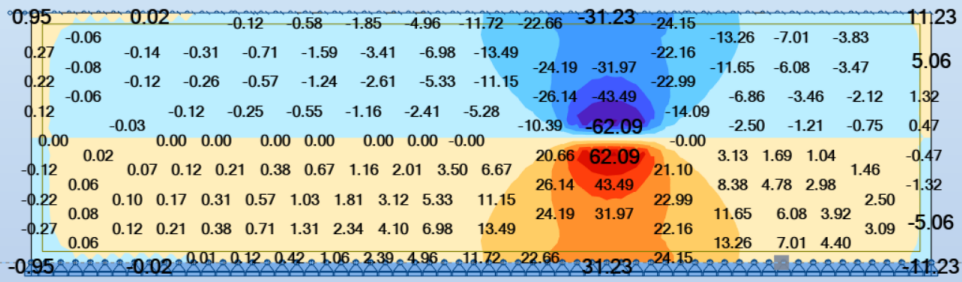
Mur extérieur - Moments - Accidentel Choc latéral (dir. Y)



Mur extérieur - Moments Accidentel Choc latéral (dir. x)



Mur extérieur - Effort tranchant - Accidentel Choc latéral (dir. Y)



QYY, (kN/m)
Automatic direction
Cases: 18 (Choc latéral)



ANNEXE 3

Vérification du béton

1 Résistance en flexion

Projet : **Bâtiment technique**
 Lieu: **Tine** no.d'affaire: 20114
 Conc.: **Radier 80 cm**

Béton f_{cd} =	20.0 N/mm ²	C30/37	▼
Acier d'armature f_{sd} =	435 N/mm ²	B500B	▼
Epaisseur h =	800 mm (d=h-c-1/2Ø)	Standard	▼
Largeur b =	1'000 mm	Choc ? $\eta t \Rightarrow$	
Enrobage c =	40 mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
Ø	e=	section	d _x	ρ _x	M _{xRd}	0.85x _x	d _y	ρ _y	M _{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	756	0.04%	110	9	748	0.04%	108
10	150	524	755	0.07%	171	13	745	0.07%	168
12	150	754	754	0.10%	244	19	742	0.10%	240
14	150	1'026	753	0.14%	331	26	739	0.14%	325
16	150	1'340	752	0.18%	430	34	736	0.18%	420
18	150	1'696	751	0.23%	540	43	733	0.23%	527
20	150	2'094	750	0.28%	662	54	730	0.29%	643
22	150	2'534	749	0.34%	794	65	727	0.35%	770
24.1	150	3'041	748	0.41%	944	78	724	0.42%	912
26	150	3'540	747	0.47%	1'089	91	721	0.49%	1'049
28.1	150	4'134	746	0.55%	1'258	106	718	0.58%	1'207
30	150	4'712	745	0.63%	1'419	121	715	0.66%	1'357
34	150	6'053	743	0.81%	1'777	155	709	0.85%	1'688
40	150	8'378	740	1.13%	2'354	214	700	1.20%	2'209

Projet : **Bâtiment technique**
 Lieu: **Tine** no.d'affaire: 20114
 Conc.: **Mur extérieur**

Béton f_{cd} =	20.0 N/mm ²	C30/37	▼
Acier d'armature f_{sd} =	435 N/mm ²	B500B	▼
Epaisseur h =	850 mm (d=h-c-1/2Ø)	Standard	▼
Largeur b =	1'000 mm	Choc ? $\eta t \Rightarrow$	
Enrobage c =	40 mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
Ø	e=	section	d _x	ρ _x	M _{xRd}	0.85x _x	d _y	ρ _y	M _{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	806	0.04%	117	9	798	0.04%	116
10	150	524	805	0.07%	182	13	795	0.07%	180
12	150	754	804	0.09%	261	19	792	0.10%	257
14	150	1'026	803	0.13%	353	26	789	0.13%	347
16	150	1'340	802	0.17%	459	34	786	0.17%	449
18	150	1'696	801	0.21%	577	43	783	0.22%	564
20	150	2'094	800	0.26%	707	54	780	0.27%	689
22	150	2'534	799	0.32%	849	65	777	0.33%	825
24.1	150	3'041	798	0.38%	1'010	78	774	0.39%	978
26	150	3'540	797	0.44%	1'166	91	771	0.46%	1'126
28.1	150	4'134	796	0.52%	1'348	106	768	0.54%	1'297
30	150	4'712	795	0.59%	1'521	121	765	0.62%	1'459
34	150	6'053	793	0.76%	1'909	155	759	0.80%	1'819
40	150	8'378	790	1.06%	2'537	214	750	1.12%	2'391

Projet : **Bâtiment technique**

Lieu: **Tine**

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Murs contre terre**

Béton $f_{cd} = 20.0$ N/mm ²							C30/37	▼	
Acier d'armature $f_{sd} = 435$ N/mm ²							B500B	▼	
Epaisseur $h = 300$ mm ($d=h-c-1/2\emptyset$)							Standard	▼	
Largeur $b = 1'000$ mm							Choc ? $\eta \uparrow \Rightarrow$		
Enrobage $c = 40$ mm									
Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
\emptyset mm	e= mm	section mm ²	d_x mm	ρ_x %	M_{xRd} kNm/m	$0.85x_x$ mm	d_y mm	ρ_y %	M_{yRd} kNm/m
8	150	335	256	0.13%	37	9	248	0.14%	36
10	150	524	255	0.21%	57	13	245	0.21%	54
12	150	754	254	0.30%	81	19	242	0.31%	77
14	150	1'026	253	0.41%	108	26	239	0.43%	102
16	150	1'340	252	0.53%	138	34	236	0.57%	129
18	150	1'696	251	0.68%	171	43	233	0.73%	158
20	150	2'094	250	0.84%	206	54	230	0.91%	188
22	150	2'534	249	1.02%	243	65	227	1.12%	219
24.1	150	3'041	248	1.23%	283	78	224	1.36%	251
26	150	3'540	247	1.43%	319		221	1.60%	279
28.1	150	4'134	246	1.68%	359		218	1.90%	
30	150	4'712	245	1.92%			215	2.19%	
34	150	6'053	243	2.49%			209	2.90%	
40	150	8'378	240	3.49%			200	4.19%	

Projet : **Bâtiment technique**

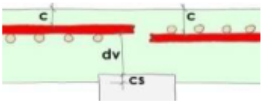
Lieu: **Tine**

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Dalle**

Béton $f_{cd} = 20.0$ N/mm ²							C30/37	▼	
Acier d'armature $f_{sd} = 435$ N/mm ²							B500B	▼	
Epaisseur $h = 460$ mm ($d=h-c-1/2\emptyset$)							Standard	▼	
Largeur $b = 1'000$ mm							Choc ? $\eta \uparrow \Rightarrow$		
Enrobage $c = 40$ mm									
Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
\emptyset mm	e= mm	section mm ²	d_x mm	ρ_x %	M_{xRd} kNm/m	$0.85x_x$ mm	d_y mm	ρ_y %	M_{yRd} kNm/m
8	150	335	416	0.08%	60	9	408	0.08%	59
10	150	524	415	0.13%	93	13	405	0.13%	91
12	150	754	414	0.18%	133	19	402	0.19%	129
14	150	1'026	413	0.25%	179	26	399	0.26%	173
16	150	1'340	412	0.33%	231	34	396	0.34%	222
18	150	1'696	411	0.41%	289	43	393	0.43%	276
20	150	2'094	410	0.51%	352	54	390	0.54%	334
22	150	2'534	409	0.62%	419	65	387	0.65%	395
24.1	150	3'041	408	0.75%	494	78	384	0.79%	463
26	150	3'540	407	0.87%	565	91	381	0.93%	525
28.1	150	4'134	406	1.02%	647	106	378	1.09%	596
30	150	4'712	405	1.16%	722	121	375	1.26%	660
34	150	6'053	403	1.50%	883		369	1.64%	793
40	150	8'378	400	2.09%			360	2.33%	

2 Résistance à l'effort tranchant

Projet : Bâtiment technique			
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Radier			
Géométrie :			
	Épaisseur h =	800 mm	↓SIA262 (2013)
	Largeur b =	1'000 mm	
	Enrobage c =	40 mm	
	Pénétration du pilier ou du mur cs =	0 mm	4.3.6.2.1
Efforts :			
	V'_{zEd} =	347 kN/m	
	m'_{Ed} =	360 kNm/m	
	n'_{xEd} =	kN/m	
Armatures :			
	$\varnothing A_s$ =	22 mm	
	espacement s =	150 mm	
	Angle ϑ entre V_d et A_s =	0 ° (0< ϑ <45)	4.3.3.2.4
	E_s =	205'000 N/mm ²	3.2.2.4
	f_{sd} =	435 N/mm ²	2.3.2.5 (4)
Béton :	B500B	▼	
	C30/37	▼	D_{max} = 32 mm 1.2.1
	choix η_t :	Standard	▼
Traction par	NON	▼	f_{cd} = 20.0 N/mm ² 2.3.2.3 (2)
	τ_{cd} =	1.10 N/mm ²	2.3.2.4 (3)
	f_{ctm} =	2.9 N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3
Plastification?	NON	▼	τ_d = 0.5 N/mm ²
Flexion:			
	A_s =	2'534 mm ² /m	
	d_v =	749 mm	= h - c - cs - 1/2 $\varnothing A_s$
	ρ =	0.3383%	
	m_{Rd} =	795 kNm/m	
Valeurs auxiliaires:			
	k_g =	1.00	4.3.3.2.1 (37)
Plastification :	ε_v =	0.0010	4.3.3.2.2 (38) et (39)
	k_d =	0.5816	4.3.3.2.1 (36)

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):

$$V'_{zEd}/V'_{zRd} = 72.4\%$$

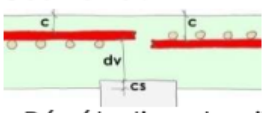
$$V'_{zRd} = 479 > 347 \text{ kN/m}$$

Projet : **Bâtiment technique**

Lieu: *Tine*

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Murs contre terre**

Géométrie :		Epaisseur $h =$	300 mm	↓SIA262 (2013)
		Largeur $b =$	1'000 mm	
		Enrobage $c =$	40 mm	
		Pénétration du pilier ou du mur $cs =$	0 mm	4.3.6.2.1
Efforts :		$V'_{zEd} =$	195 kN/m	
		$m'_{Ed} =$	155 kNm/m	
		$n'_{xEd} =$	kN/m	
Armatures :		$\varnothing A_s =$	22 mm	
		espacement $s =$	150 mm	
		Angle ϑ entre V_d et $A_s =$	0 ° ($0 < \vartheta < 45$)	4.3.3.2.4
		$E_s =$	205'000 N/mm ²	3.2.2.4
		$f_{sd} =$	435 N/mm ²	2.3.2.5 (4)
Béton :	B500B	▼		
	C30/37	▼	$D_{max} =$	32 mm
choix η_t :	Standard	▼	$f_{cd} =$	20.0 N/mm ²
Traction par	NON	▼		2.3.2.3 (2)
		$\tau_{cd} =$	1.10 N/mm ²	2.3.2.4 (3)
		$f_{ctm} =$	2.9 N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3
Plastification?	NON	▼	$\tau_d =$	1.0 N/mm ²
Flexion:		$A_s =$	2'534 mm ² /m	
		$d_v =$	249 mm	$= h - c - cs - \frac{1}{2}\varnothing A_s$
		$\rho =$	1.0178%	
		$m_{Rd} =$	244 kNm/m	
Valeurs auxiliaires:		$k_g =$	1.00	4.3.3.2.1 (37)
Plastification :		$\varepsilon_v =$	0.0013	4.3.3.2.2 (38) et (39)
		$k_d =$	0.7488	4.3.3.2.1 (36)

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):

$$V'_{zEd}/V'_{zRd} = 95.1\%$$

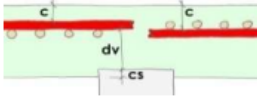
$$V'_{zRd} = 205 > 195 \text{ kN/m}$$

Projet : **Bâtiment technique**

Lieu: *Tine*

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Dalle**

Géométrie :		Épaisseur h =	400	mm	↓SIA262 (2013)	
		Largeur b =	1'000	mm		
		Enrobage c =	40	mm		
		Pénétration du pilier ou du mur cs =	0	mm	4.3.6.2.1	
Efforts :		V'_{zEd} =	250	kN/m		
		m'_{Ed} =	110	kNm/m		
		n'_{xEd} =		kN/m		
Armatures :		$\varnothing A_s$ =	16	mm		
		espacement s =	150	mm		
		Angle ϑ entre V_d et A_s =	0	° (0< ϑ <45)	4.3.3.2.4	
		E_s =	205'000	N/mm ²	3.2.2.4	
		f_{sd} =	435	N/mm ²	2.3.2.5 (4)	
Béton :	B500B					
	C30/37		D_{max} =	32	mm	1.2.1
	Standard		f_{cd} =	20.0	N/mm ²	2.3.2.3 (2)
choix η_1 :	Standard					
Traction par	NON					
		τ_{cd} =	1.10	N/mm ²	2.3.2.4 (3)	
		f_{ctm} =	2.9	N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3	
Plastification?		NON	τ_d =	0.8	N/mm ²	
Flexion:		A_s =	1'340	mm ² /m		
		d_v =	352	mm	= h - c - cs - ½ $\varnothing A_s$	
		ρ =	0.3808%			
		m_{Rd} =	197	kNm/m		
Valeurs auxiliaires:		k_g =	1.00		4.3.3.2.1 (37)	
Plastification :		ε_v =	0.0012		4.3.3.2.2 (38) et (39)	
		k_d =	0.7054		4.3.3.2.1 (36)	

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):

$$V'_{zEd}/V'_{zRd} = 91.5\%$$

$$V'_{zRd} = \mathbf{273} > 250 \text{ kN/m}$$

3 Armature de retrait

Projet : Bâtiment technique			
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Radier			
Géométrie:	Epaisseur h =	800 mm	
	Largeur b =	1000 mm	
	Ø armature =	22 mm	
	Espacement e de l'armature =	150	▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37	▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B	▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T	▼
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	0.5 mm	
	Niveau d'exigences :	Accrues	
	Coefficient k_1 =	0.71	voir 4.4.1.3 (99)
$A_s = 2534$ mm ² , ρ (%) =	0.338	$f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} =$	2.07 N/mm ² , (98)
	$T_{Rd,c} =$	1657	kN
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	349	N/mm ²
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	2376 mm ²	$A_s / A_{s,min} \downarrow$
Solution 1: -> Ø 22 e 150	$A_s =$	2534 mm ²	107%

Projet : Bâtiment technique			
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Murs contre terre			
Géométrie:	Epaisseur h =	300 mm	
	Largeur b =	1000 mm	
	Ø armature =	14 mm	
	Espacement e de l'armature =	150	▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37	▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B	▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T	▼
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	0.5 mm	
	Niveau d'exigences :	Accrues	
	Coefficient k_1 =	0.87	voir 4.4.1.3 (99)
$A_s = 1026$ mm ² , ρ (%) =	0.406	$f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} =$	2.52 N/mm ² , (98)
	$T_{Rd,c} =$	757	kN
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	435	N/mm ²
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	870 mm ²	$A_s / A_{s,min} \downarrow$
Solution 1: -> Ø 14 e 150	$A_s =$	1026 mm ²	118%
Solution 2: -> Ø 12/14 e 150	$A_s =$	890 mm ²	102%

Projet : **Bâtiment technique**

Lieu: *Tine*

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Mur extérieur**

Géométrie:	Epaisseur h =	600 mm
	Largeur b =	1000 mm
	Ø armature =	20 mm
	Espacement e de l'armature =	150 ▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37 ▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B ▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T ▼
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	0.5 mm
	Niveau d'exigences :	Accrues
	Coefficient k_1 =	0.77 voir 4.4.1.3 (99)
	$A_s = 2'094 \text{ mm}^2$, ρ (%) = 0.381 $f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} =$	2.23 N/mm ² , (98)
	$T_{Rd,c} =$	1338 kN
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	366 N/mm ²
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	1830 mm ² $A_s / A_{s,min} \downarrow$
	Solution 1: -> Ø 20 e 150	$A_s = 2094 \text{ mm}^2$ 114%
	Solution 2: -> Ø 18/20 e 150	$A_s = 1895 \text{ mm}^2$ 104%

Projet : **Bâtiment technique**

Lieu: *Tine*

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Murs intérieurs**

Géométrie:	Epaisseur h =	300 mm
	Largeur b =	1000 mm
	Ø armature =	14 mm
	Espacement e de l'armature =	150 ▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37 ▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B ▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T ▼
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	0.5 mm
	Niveau d'exigences :	Accrues
	Coefficient k_1 =	0.87 voir 4.4.1.3 (99)
	$A_s = 1'026 \text{ mm}^2$, ρ (%) = 0.406 $f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} =$	2.52 N/mm ² , (98)
	$T_{Rd,c} =$	757 kN
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	435 N/mm ²
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	870 mm ² $A_s / A_{s,min} \downarrow$
	Solution 1: -> Ø 14 e 150	$A_s = 1026 \text{ mm}^2$ 118%
	Solution 2: -> Ø 12/14 e 150	$A_s = 890 \text{ mm}^2$ 102%

4 Moments maximaux en service

Projet : Bâtiment technique	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Murs contre terre - Base	
Géométrie:	Epaisseur h = 300 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm Ø armature = 22 mm Espacement e de l'armature = 150 mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 Classe d'acier d' armature : B500B
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
	$A_s = 2'534 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 1.018$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.59 \text{ N/mm}^2, (98)$ $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 221 N/mm ² max $M_{serv} = 125 \text{ kNm/m}$

Projet : Bâtiment technique	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Murs contre terre - Mi-hauteur	
Géométrie:	Epaisseur h = 300 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm Ø armature = 14 mm Espacement e de l'armature = 150 mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 Classe d'acier d' armature : B500B
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
	$A_s = 1'026 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.406$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.59 \text{ N/mm}^2, (98)$ $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 276 N/mm ² max $M_{serv} = 67 \text{ kNm/m}$

Projet : Bâtiment technique	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Murs contre terre - Haut	
Géométrie:	Epaisseur h = 300 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm \emptyset armature = 18 mm Espacement e de l'armature = 150 mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 Classe d'acier d' armature : B500B
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
$A_s = 1'696 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.676$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.59 \text{ N/mm}^2$, (98) $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 244 N/mm ² $\max M_{serv} = 95 \text{ kNm/m}$	

Projet : Bâtiment technique	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Mur extérieur - Haut	
Géométrie:	Epaisseur h = 440 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm \emptyset armature = 16 mm Espacement e de l'armature = 150 mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 Classe d'acier d' armature : B500B
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
$A_s = 1'340 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.342$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.51 \text{ N/mm}^2$, (98) $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 259 N/mm ² $\max M_{serv} = 128 \text{ kNm/m}$	

Projet : **Bâtiment technique**

Lieu: **Tine**

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Dalle**

Géométrie:

Epaisseur **h** = **400** mm

Largeur **b** = **1000** mm

Enrobage **c** = **40** mm

∅ armature = **16** mm

Espacement **e** de l'armature = 150 ▼ mm

Matériau:

Classe de **béton** : C30/37 ▼

Classe d'acier d'**armature** : B500B ▼

Sollicitation:

flexion (**F**) or traction (**T**): F ▼

Ouverture nominale de fissures W_{nom} = **0.2** mm

Niveau d'exigences : **Élevées**

$A_s = 1'340$ mm², ρ (%) = 0.381 $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.53$ N/mm², (98)

$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = **259** N/mm²

max M_{serv} = **114** kNm/m

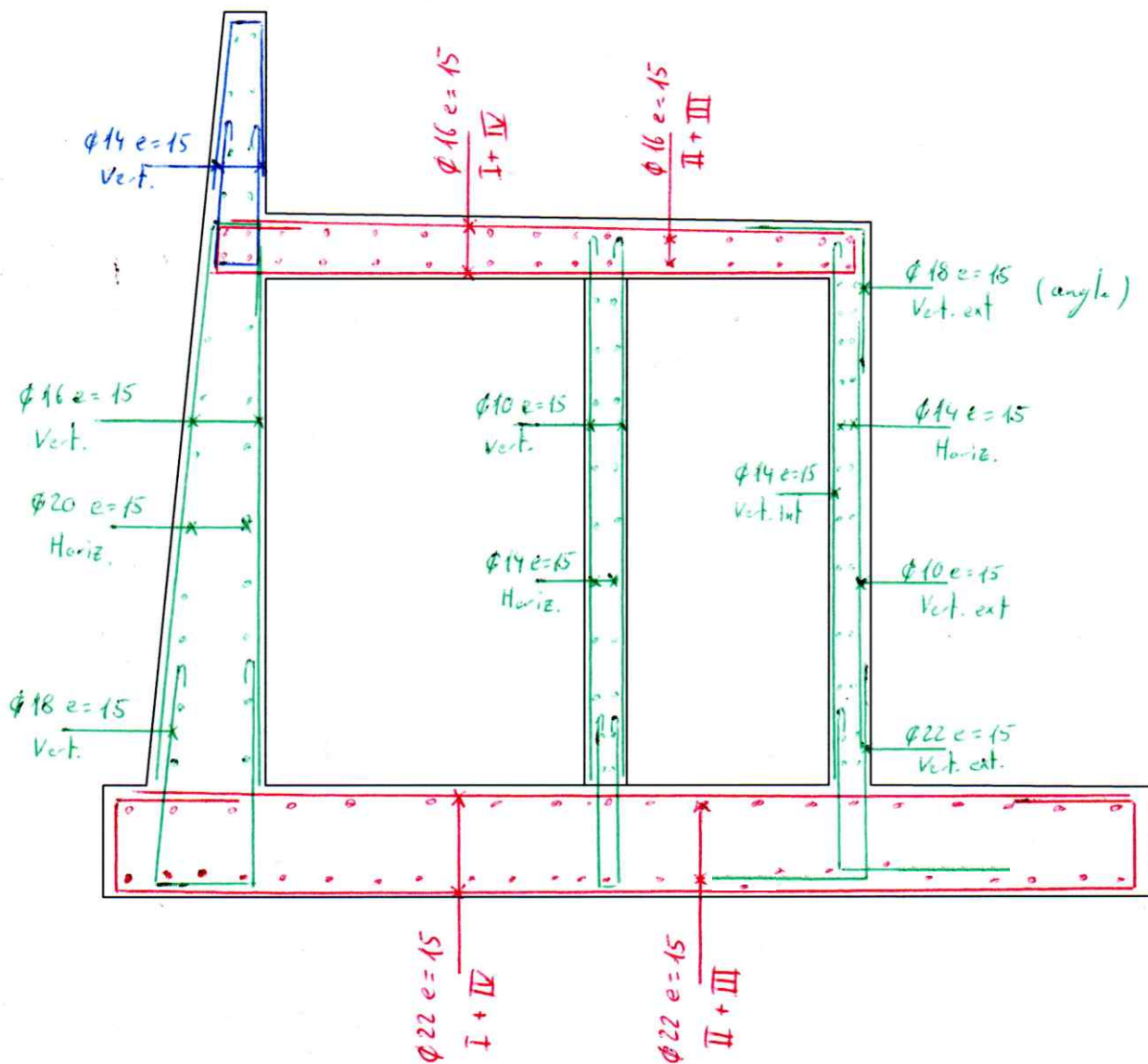
5 Déformations à long terme

Projet : Mur direction Rossinière		no.d'affaire: 20114		
Lieu: Tine				
Conc.: Dalle				
Géométrie:	Dalle ▼	épaisseur H =	470	mm
		largeur B =	1000	mm
		enrobage c =	40	mm
Armatures:		As tendue Ø =	16	mm
		As comprimée Ø =	8	mm
		entraxe des barres =	150	mm
Béton:		fluage ϕ =	2.0	
Hauteur statique:		d =	422	mm
Armature tendue:		A_s =	1340	mm ²
		ρ =	0.32	% d'armature dans la zone tendue
Armature comprimé		A_s' =	335	mm ²
		ρ' =	0.08	% d'armature dans la zone comprimée
Fluage:		$(1+\phi)$ =	3.00	selon 4.4.3.2.4
Fissuration:		$(1-20\rho)/(10\rho^{0.7})$ =	5.52	selon 4.4.3.2.5, éq (102), 1er facteur
		$(0.75+0.1\phi)$ =	0.95	selon 4.4.3.2.5, éq. (102), 2e facteur
		$(H/d)^2$ =	1.38	selon 4.4.3.2.5, éq. (102), 3e facteur
Déformations		w / w_c =	7.24	
L	w_c	w_{cφ}	w	w / L
mm	mm	§4.4.3.2.4 éq(101) mm	§4.4.3.2.5 éq(102) mm	
4'000	0.80	2.4	5.8	1 / 691

ANNEXE 4

Schéma armature
Bâtiment technique

Armature - Coupe type bâtiment technique



ANNEXE 5

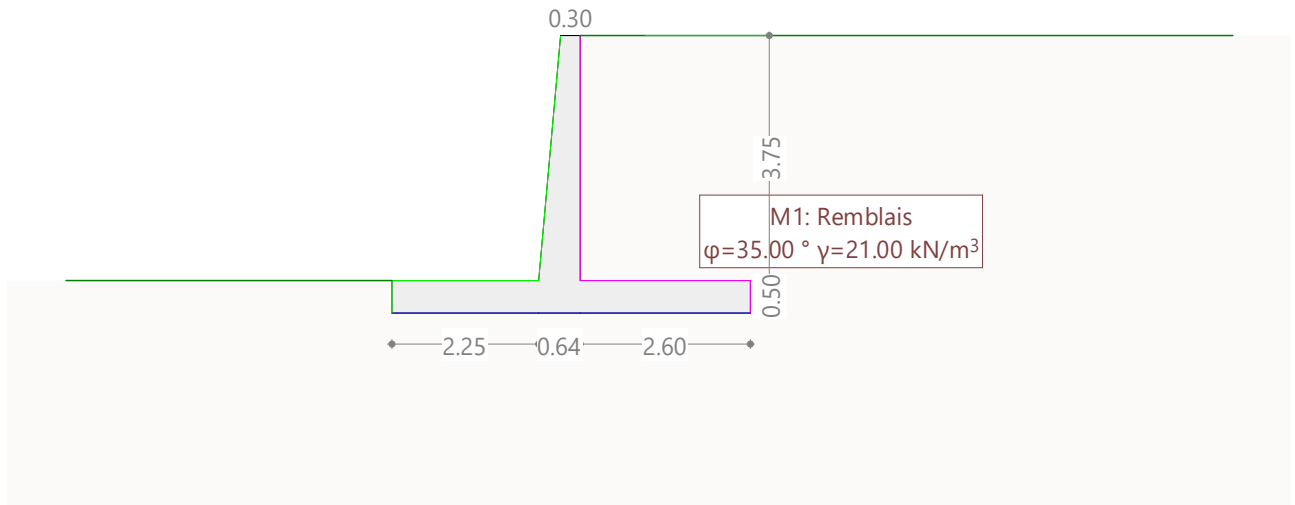
Modèle de calcul
Mur direction Montbovon

Section S1

Modèle de calcul
Mur direction Montbovon

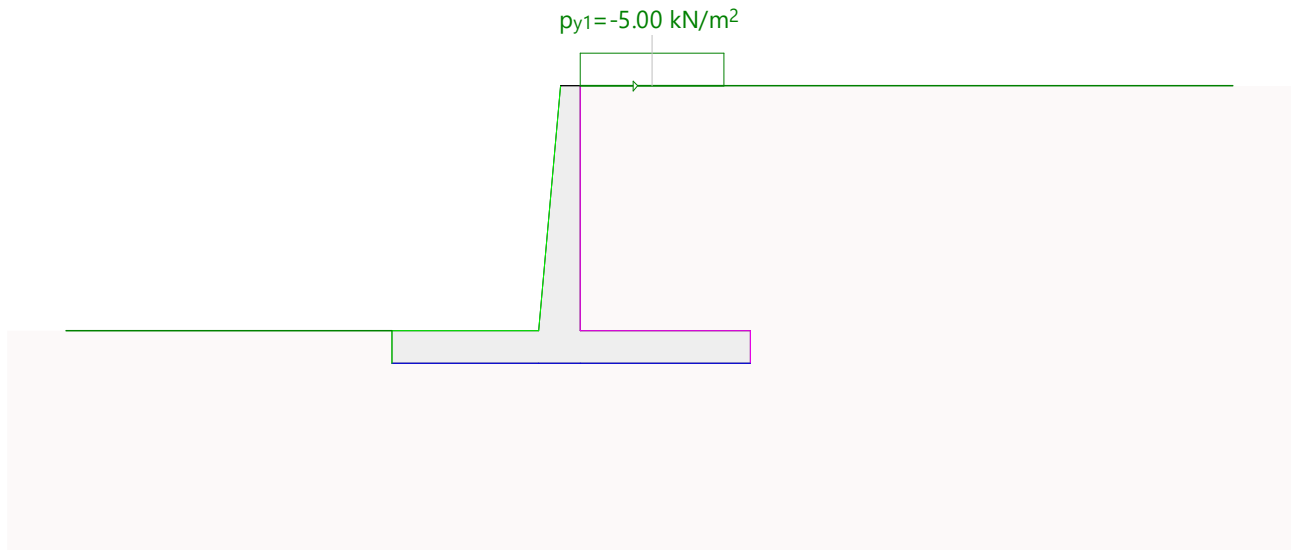
Modèle du massif

Échelle 1 :115.9



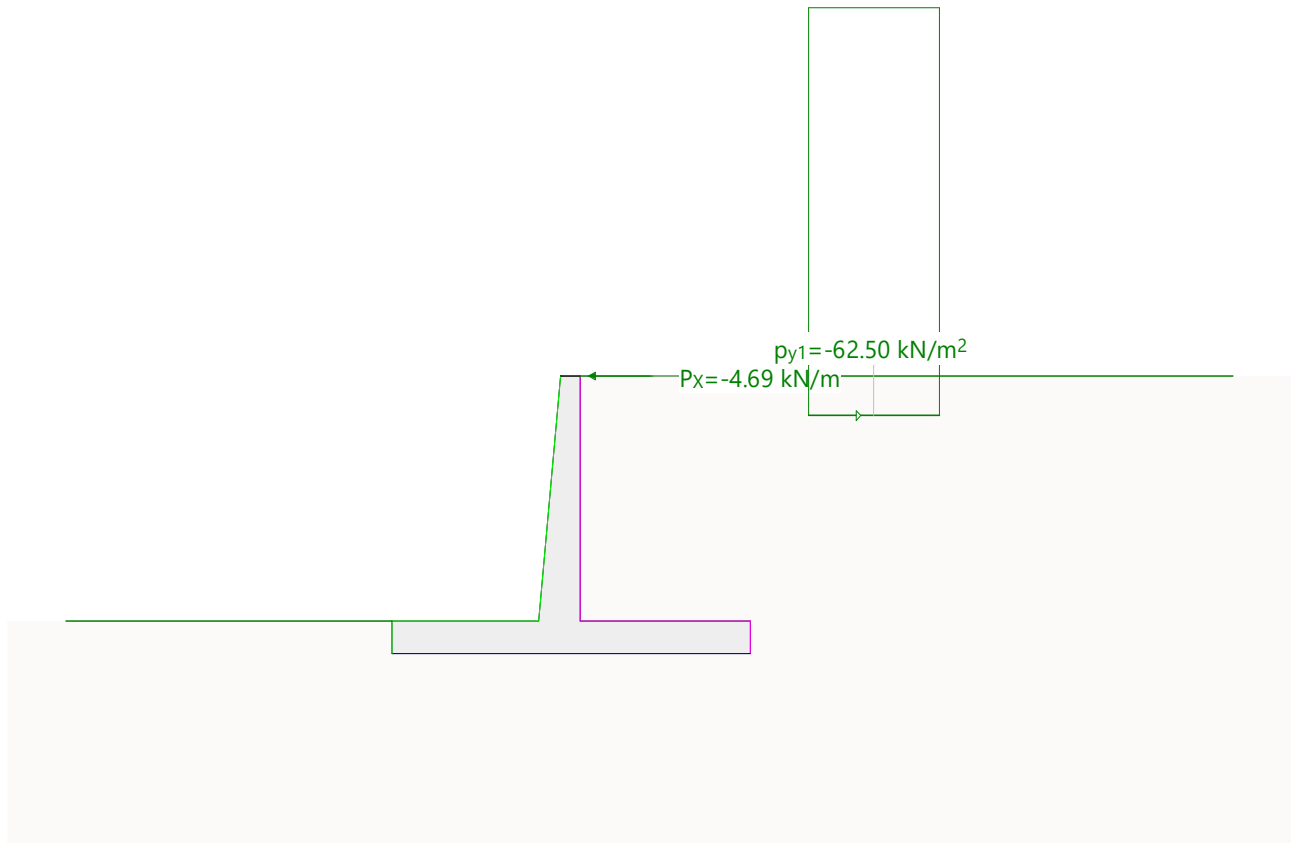
Chargement CU: Utile pieton

Échelle 1 :115.9



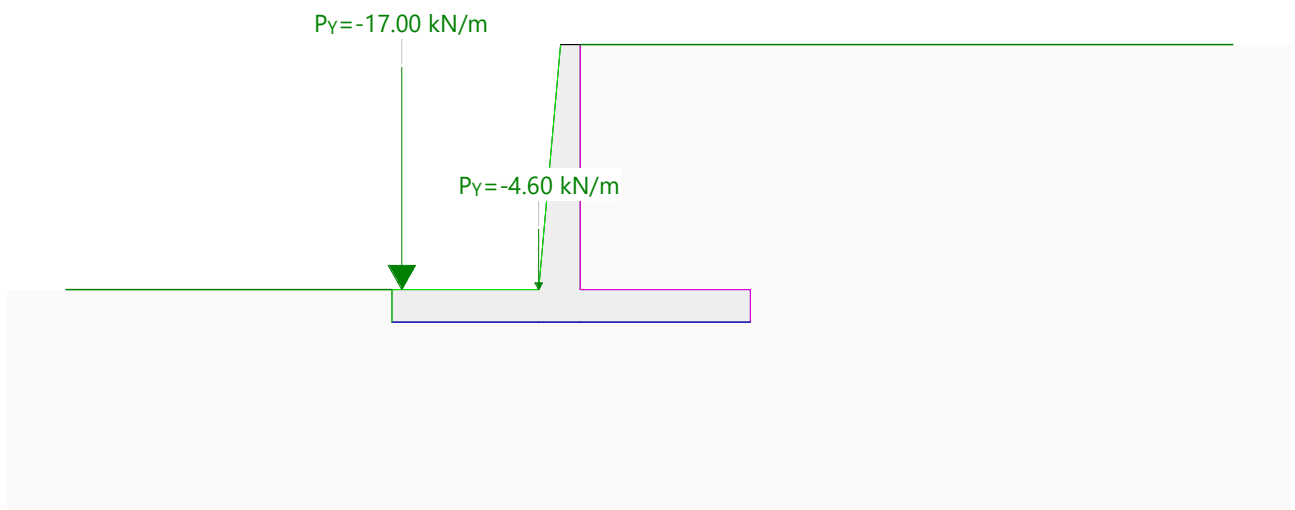
Chargement CT: Train

Échelle 1 :115.9



Chargement Ch: Charge permanente

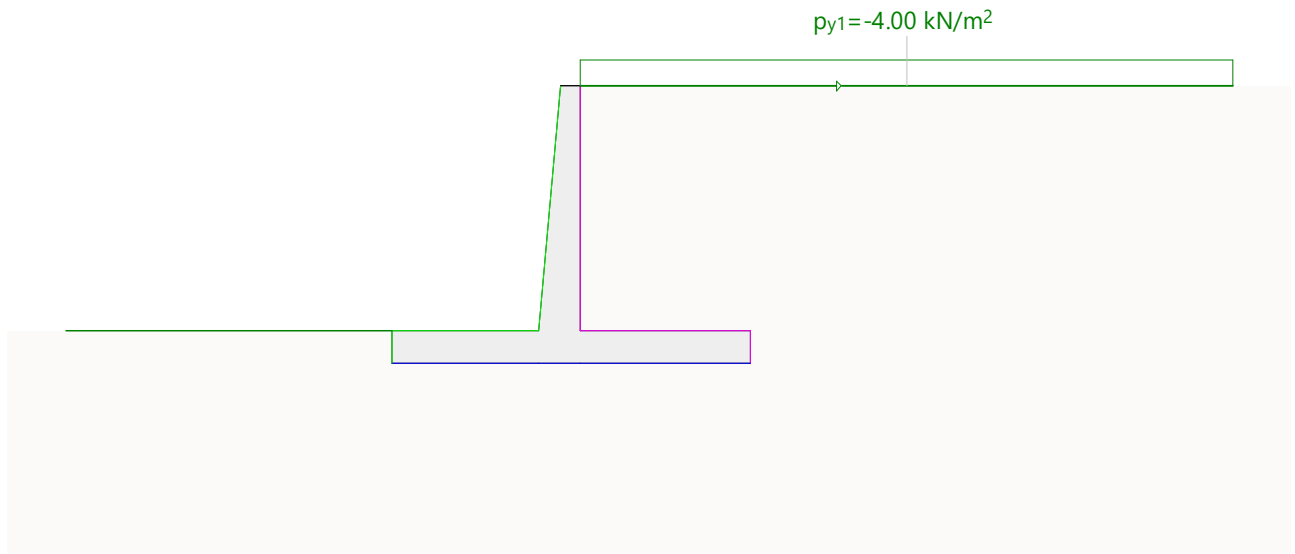
Échelle 1 :115.9



Nr.:

Chargement N: Neige

Échelle 1 :115.9



Enveloppe

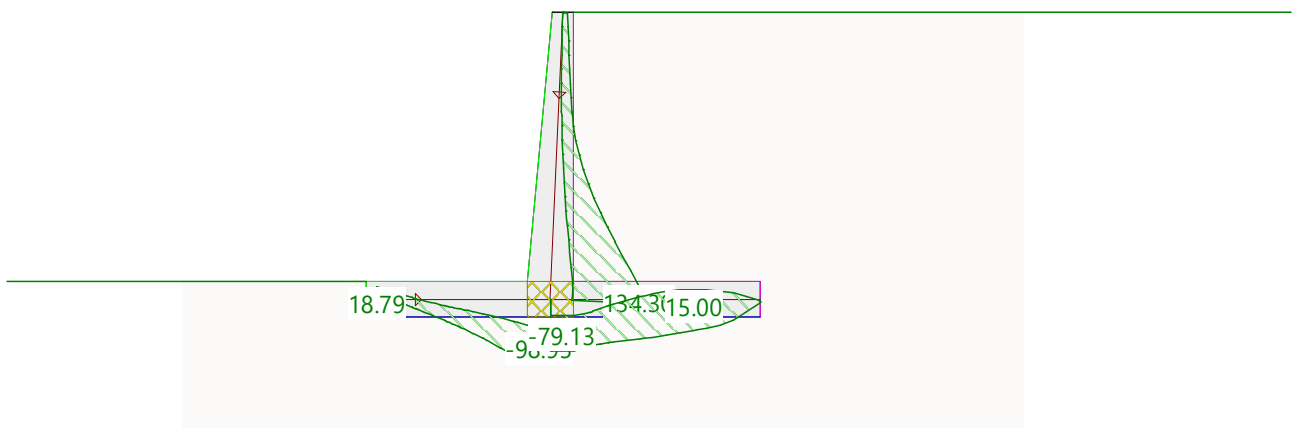
Vérifications

Vérification	F_{disp} [-]	F_{req} [-]	β_{disp} [‰]	β_{max} [‰]	SE	CA
Renversement	1000.00	1.00			2	1
Glissement	1.02	1.00			6	2
Poinçonnement	2.53	1.00			6	6
Rotation			-0.15	2.00	1	1

- F_{disp} : Sécurité disponible
- F_{req} : Sécurité requise
- β_{disp} : Rotation calculée du mur
- β_{max} : Rotation maximale autorisée du mur
- SE : Spécification d'enveloppe
- CA : Combinaisons d'actions

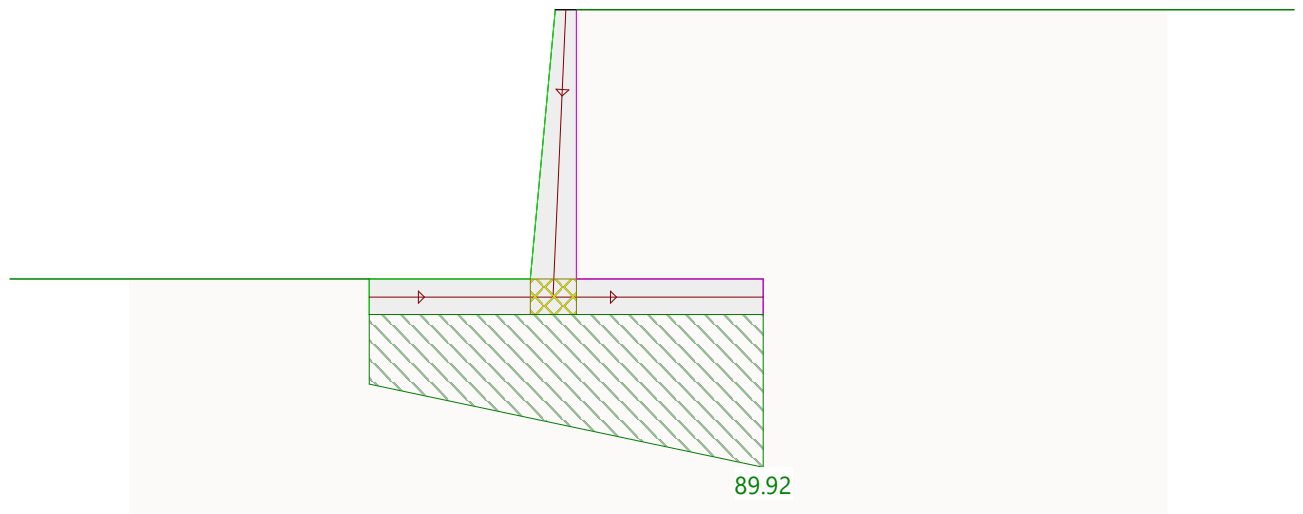
Enveloppe: Effort tranchant [kN/m]

Échelle 1 :105.3



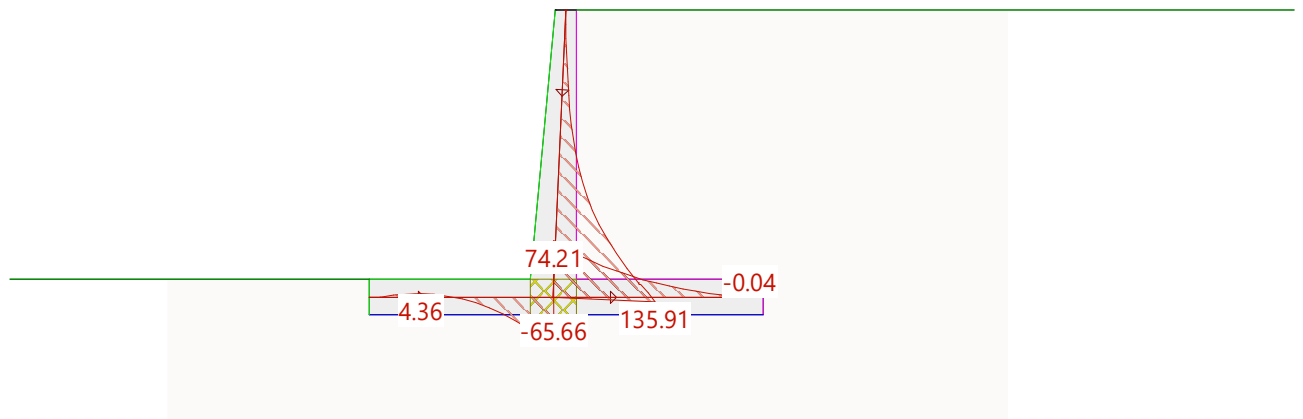
Service, CA 1: Pression au sol verticale [kN/m²]

Échelle 1 :105.3



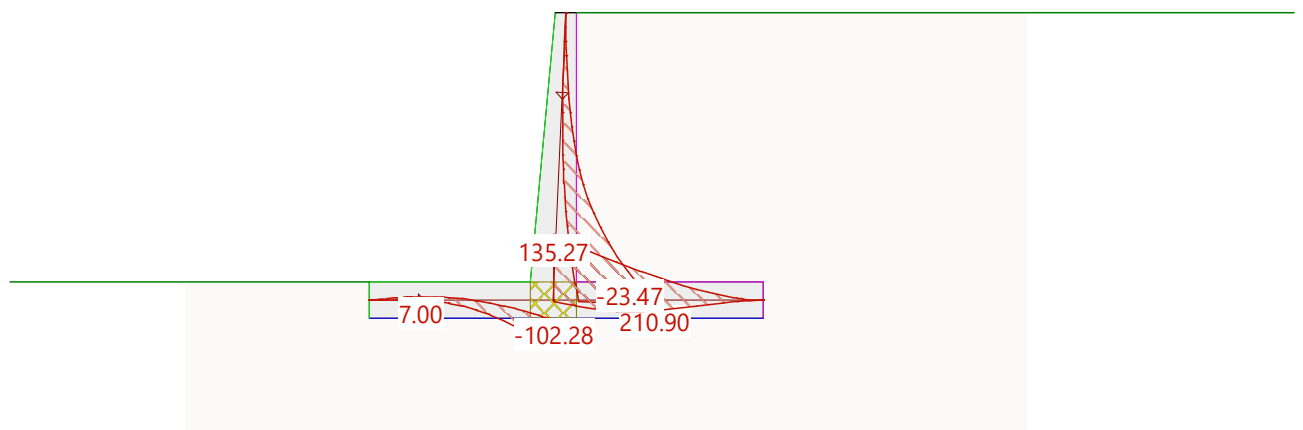
Service, CA 1: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :105.3



Enveloppe: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :105.3

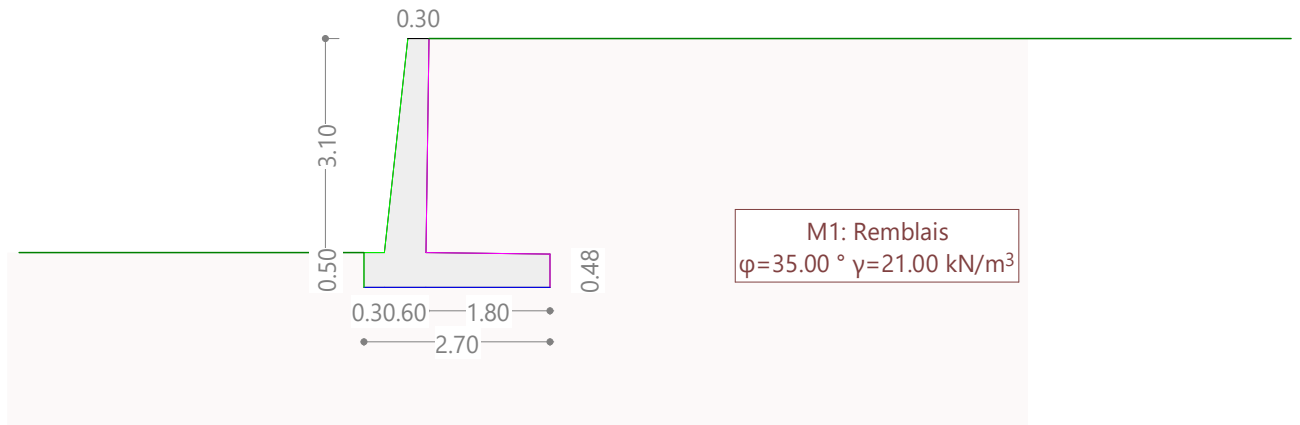


Section S2

Modèle de calcul
Mur direction Montbovon

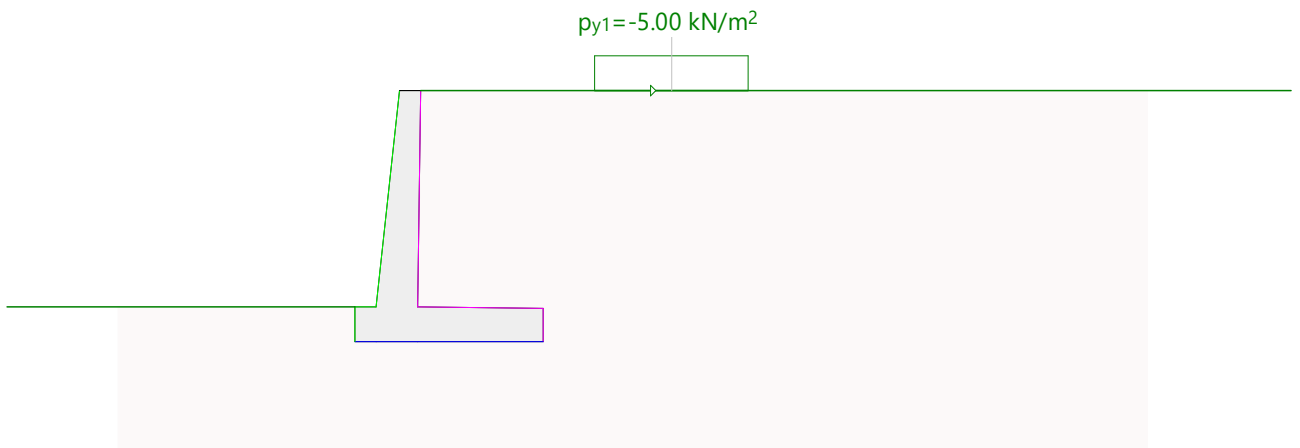
Modèle du massif

Échelle 1 :109.6



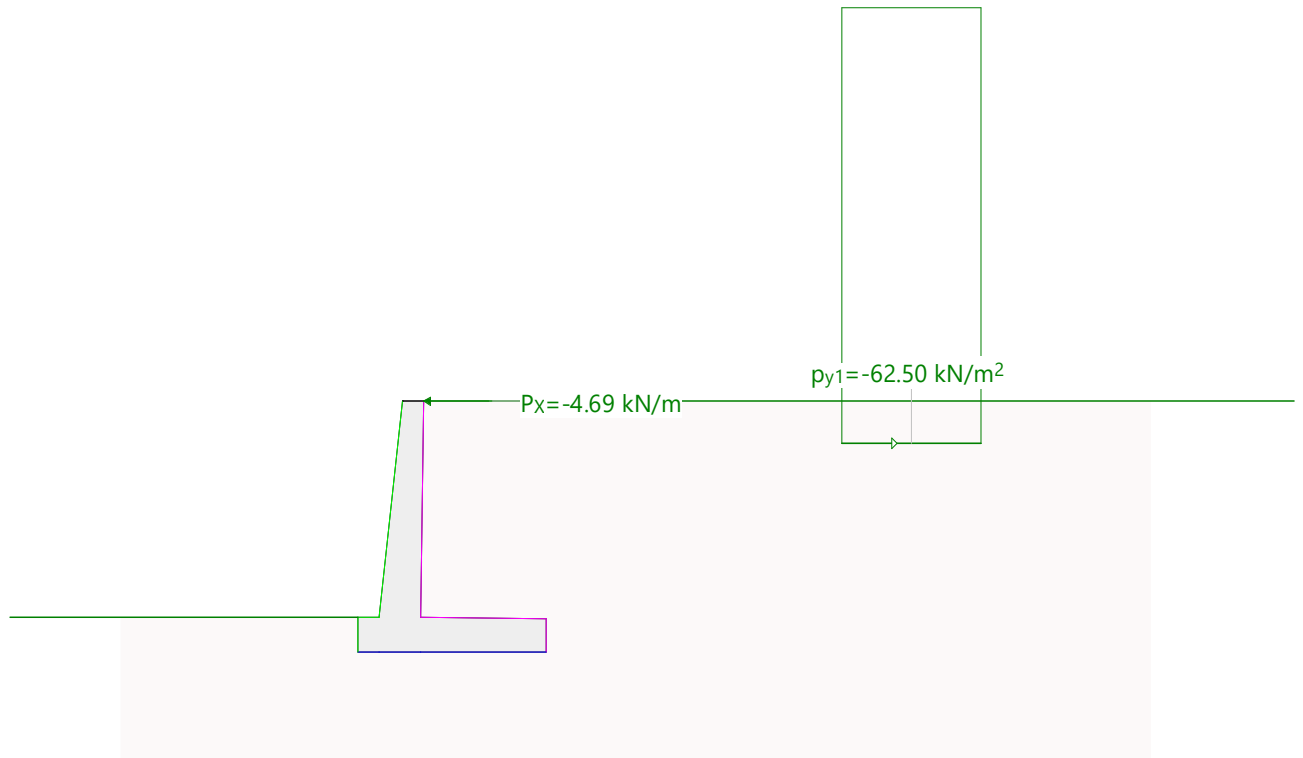
Chargement CU: Utile piéton

Échelle 1 :108.6



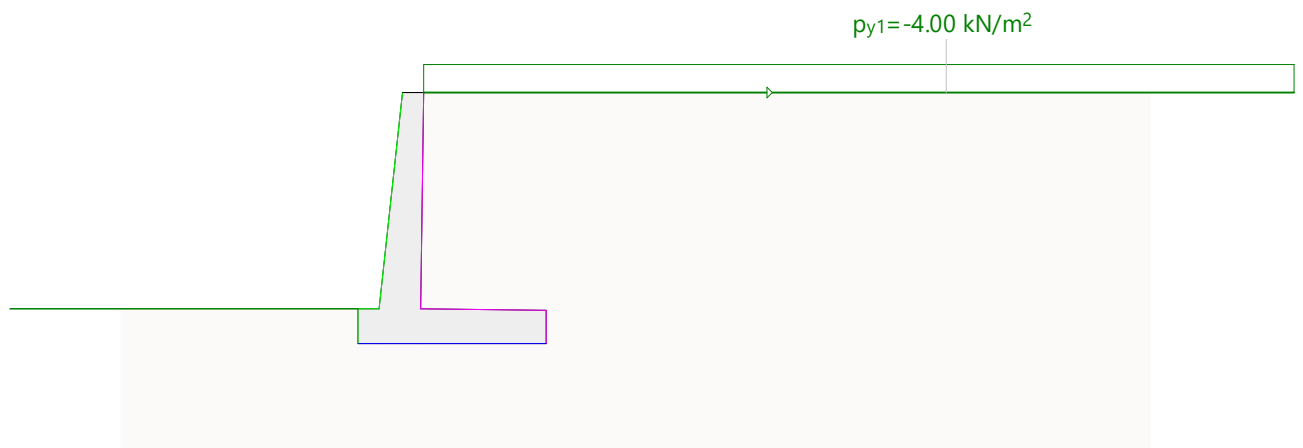
Chargement CT: Train

Échelle 1 :108.6



Chargement N: Neige

Échelle 1 :108.6



Enveloppe

Vérifications

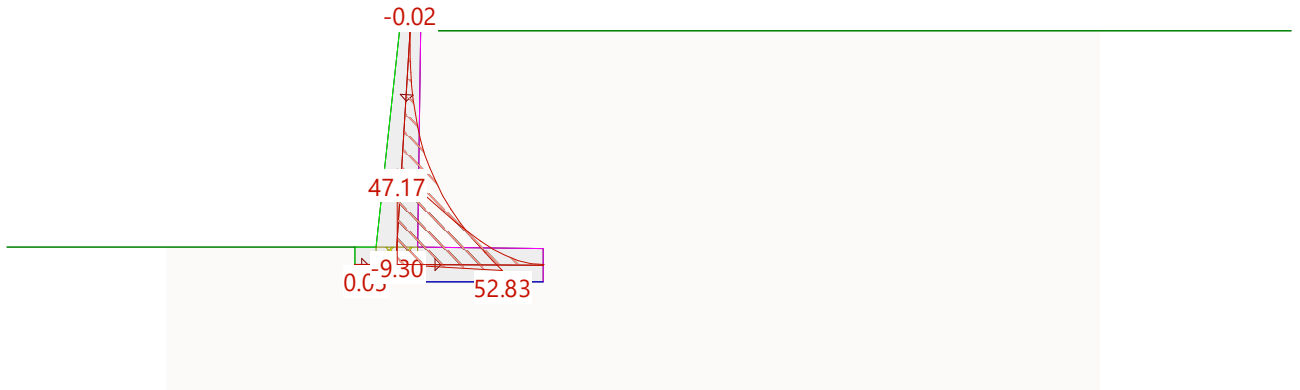
Vérification	F_{disp} [-]	F_{req} [-]	β_{disp} [‰]	β_{max} [‰]	SE	CA	
Renversement	2.17	1.00			2	11	
Glissement	1.10	1.00			5	5	
Poinçonnement	1.16	1.00			5	5	
Rotation			0.73	2.00	1	2	

Nr.:

- F_{disp} : Sécurité disponible
- F_{req} : Sécurité requise
- β_{disp} : Rotation calculée du mur
- β_{max} : Rotation maximale autorisée du mur
- SE : Spécification d'enveloppe
- CA : Combinaisons d'actions

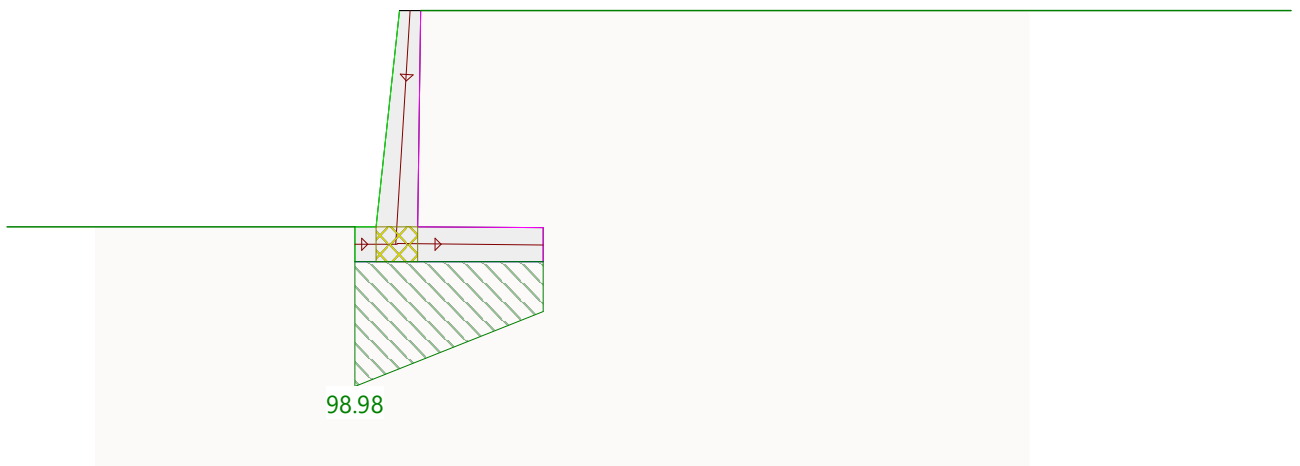
Service, CA 1: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :108.6



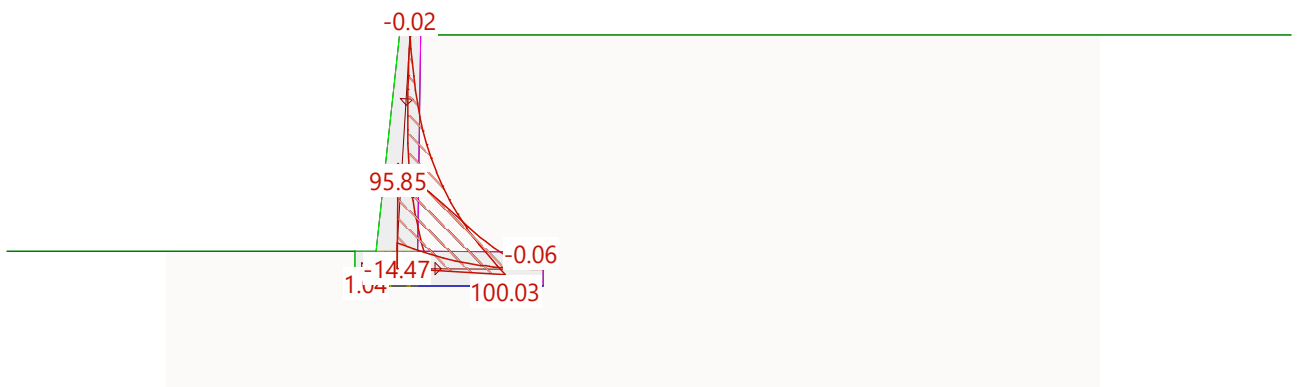
Service, CA 1: Pression au sol verticale [kN/m²]

Échelle 1 :108.6



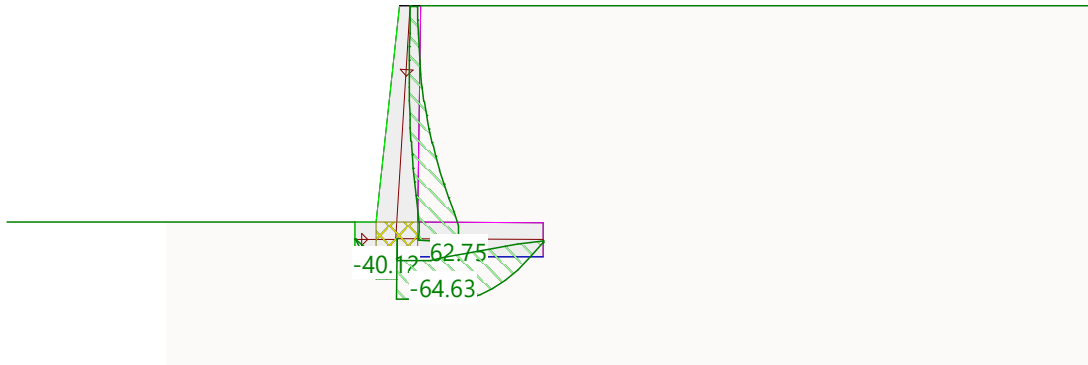
Enveloppe: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :108.6



Enveloppe: Effort tranchant [kN/m]

Échelle 1 :108.6

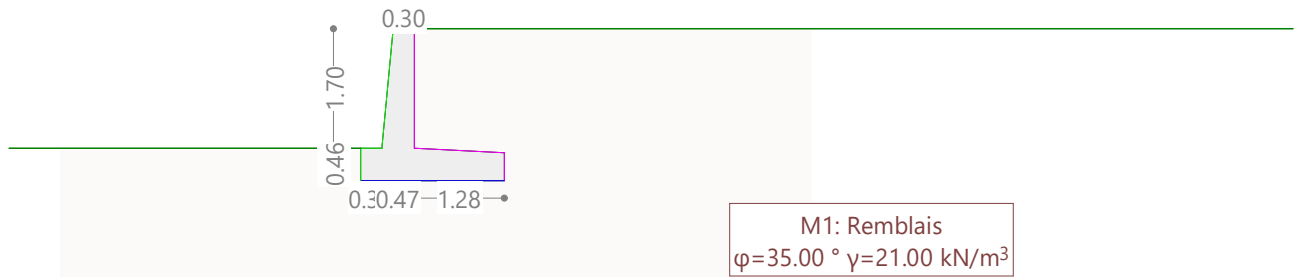


Section S3

Modèle de calcul
Mur direction Montbovon

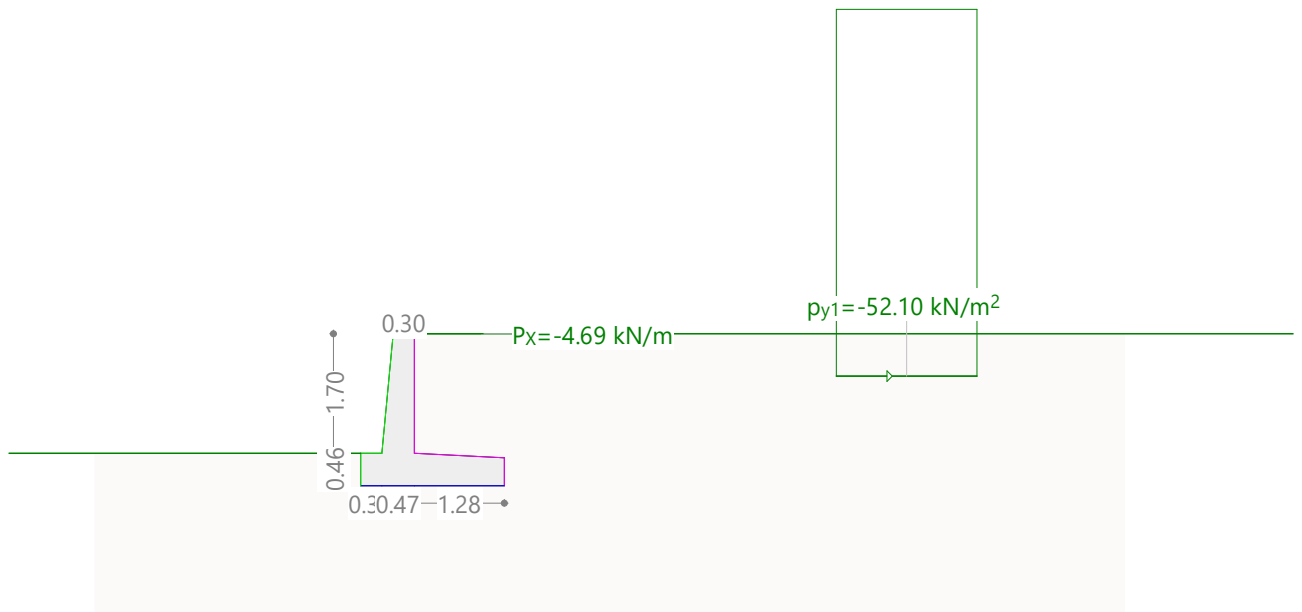
Modèle du massif

Échelle 1 :107.6



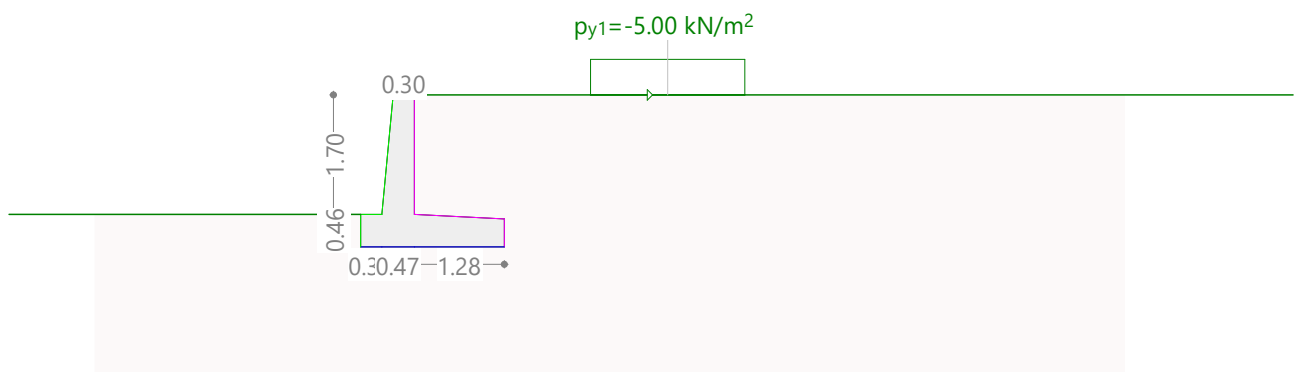
Chargement CT: Train

Échelle 1 :107.6



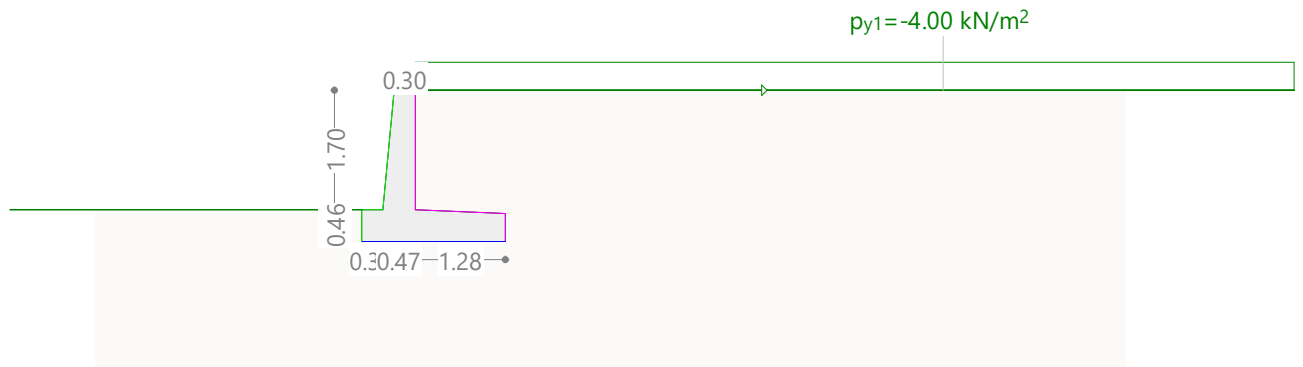
Chargement CU: Utile pieton

Échelle 1 :107.6



Chargement N: Neige

Échelle 1 :107.6



Enveloppe

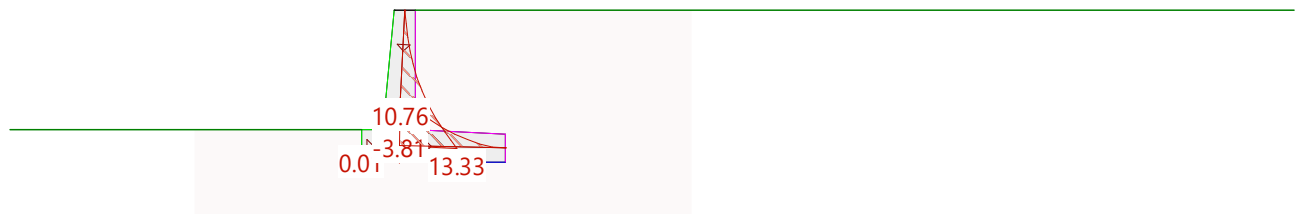
Vérifications

Vérification	F_{disp} [-]	F_{req} [-]	β_{disp} [‰]	β_{max} [‰]	SE	CA
Renversement	2.41	1.00			2	12
Glissement	1.19	1.00			5	5
Poinçonnement	1.98	1.00			5	5
Rotation			0.31	2.00	1	2

- F_{disp} : Sécurité disponible
- F_{req} : Sécurité requise
- β_{disp} : Rotation calculée du mur
- β_{max} : Rotation maximale autorisée du mur
- SE : Spécification d'enveloppe
- CA : Combinaisons d'actions

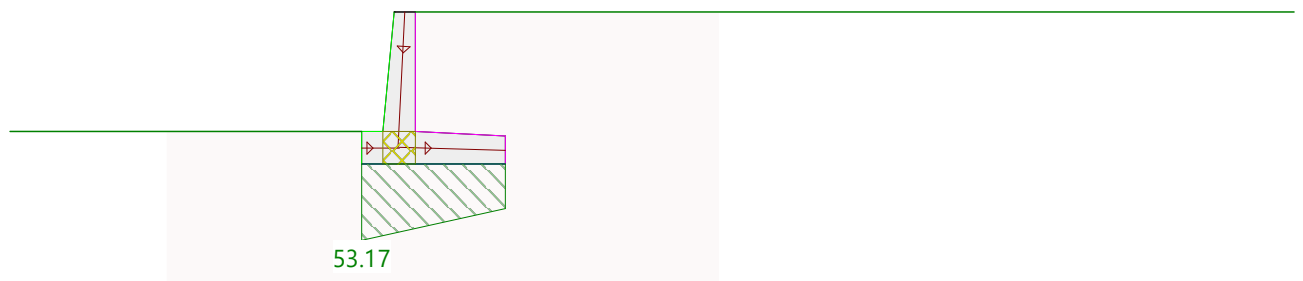
Service, CA 1: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :107.6



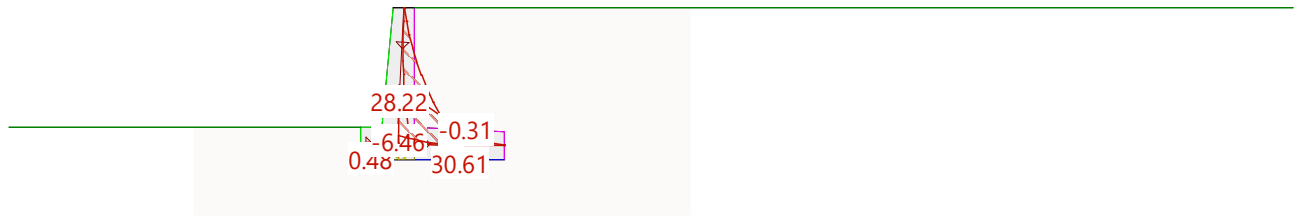
Service, CA 1: Pression au sol verticale [kN/m²]

Échelle 1 :107.6



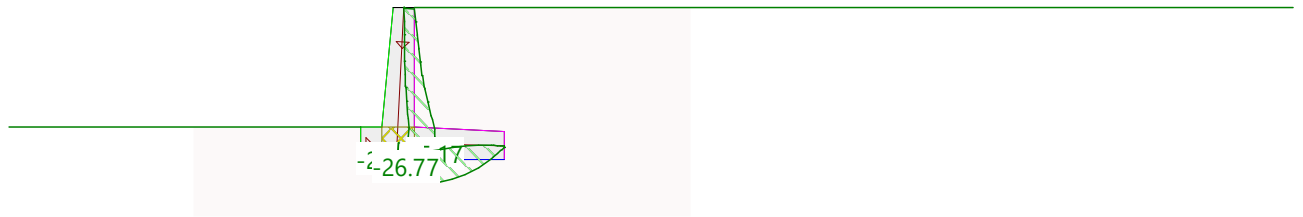
Enveloppe: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :107.6



Enveloppe: Effort tranchant [kN/m]

Échelle 1 :107.6



ANNEXE 6

Vérification du béton
Mur direction Montbovon

1 Résistance en flexion

Projet : **Mur direction Montbovon**
 Lieu: **Tine** no.d'affaire: 20114
 Conc.: **Mur Section S1**

Béton f_{cd} =	20.0 N/mm ²	C30/37	▼
Acier d'armature f_{sd} =	435 N/mm ²	B500B	▼
Epaisseur h =	640 mm (d=h-c-1/2Ø)	Standard	▼
Largeur b =	1'000 mm	Choc ? $\eta t \Rightarrow$	
Enrobage c =	40 mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
Ø	e=	section	d _x	ρ _x	M _{xRd}	0.85x _x	d _y	ρ _y	M _{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	596	0.06%	86	9	588	0.06%	85
10	150	524	595	0.09%	134	13	585	0.09%	132
12	150	754	594	0.13%	192	19	582	0.13%	188
14	150	1'026	593	0.17%	259	26	579	0.18%	253
16	150	1'340	592	0.23%	336	34	576	0.23%	327
18	150	1'696	591	0.29%	422	43	573	0.30%	409
20	150	2'094	590	0.35%	516	54	570	0.37%	498
22	150	2'534	589	0.43%	618	65	567	0.45%	594
24.1	150	3'041	588	0.52%	732	78	564	0.54%	701
26	150	3'540	587	0.60%	842	91	561	0.63%	802
28.1	150	4'134	586	0.71%	970	106	558	0.74%	920
30	150	4'712	585	0.81%	1'091	121	555	0.85%	1'029
34	150	6'053	583	1.04%	1'356	155	549	1.10%	1'267
40	150	8'378	580	1.44%	1'772		540	1.55%	1'626

Projet : **Mur direction Montbovon**
 Lieu: **Tine** no.d'affaire: 20114
 Conc.: **Mur Section S2**

Béton f_{cd} =	20.0 N/mm ²	C30/37	▼
Acier d'armature f_{sd} =	435 N/mm ²	B500B	▼
Epaisseur h =	600 mm (d=h-c-1/2Ø)	Standard	▼
Largeur b =	1'000 mm	Choc ? $\eta t \Rightarrow$	
Enrobage c =	40 mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
Ø	e=	section	d _x	ρ _x	M _{xRd}	0.85x _x	d _y	ρ _y	M _{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	556	0.06%	80	9	548	0.06%	79
10	150	524	555	0.09%	125	13	545	0.10%	123
12	150	754	554	0.14%	179	19	542	0.14%	175
14	150	1'026	553	0.19%	242	26	539	0.19%	235
16	150	1'340	552	0.24%	313	34	536	0.25%	304
18	150	1'696	551	0.31%	392	43	533	0.32%	379
20	150	2'094	550	0.38%	480	54	530	0.40%	461
22	150	2'534	549	0.46%	574	65	527	0.48%	549
24.1	150	3'041	548	0.55%	680	78	524	0.58%	648
26	150	3'540	547	0.65%	781	91	521	0.68%	741
28.1	150	4'134	546	0.76%	898	106	518	0.80%	848
30	150	4'712	545	0.86%	1'009	121	515	0.92%	947
34	150	6'053	543	1.11%	1'251	155	509	1.19%	1'162
40	150	8'378	540	1.55%	1'626		500	1.68%	1'480

Projet : **Mur direction Montbovon**

Lieu: **Tine**

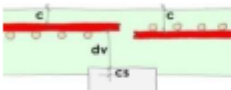
no.d'affaire: 20114

Conc.: **Mur Section S3**

Béton f_{cd} =	20.0 N/mm ²	C30/37	▼
Acier d'armature f_{sd} =	435 N/mm ²	B500B	▼
Epaisseur h =	460 mm (d=h-c-1/2Ø)	Standard	▼
Largeur b =	1'000 mm	Choc ? $\eta t \Rightarrow$	
Enrobage c =	40 mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
Ø	e=	section	d_x	ρ_x	M_{xRd}	$0.85x_x$	d_y	ρ_y	M_{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	416	0.08%	60	9	408	0.08%	59
10	150	524	415	0.13%	93	13	405	0.13%	91
12	150	754	414	0.18%	133	19	402	0.19%	129
14	150	1'026	413	0.25%	179	26	399	0.26%	173
16	150	1'340	412	0.33%	231	34	396	0.34%	222
18	150	1'696	411	0.41%	289	43	393	0.43%	276
20	150	2'094	410	0.51%	352	54	390	0.54%	334
22	150	2'534	409	0.62%	419	65	387	0.65%	395
24.1	150	3'041	408	0.75%	494	78	384	0.79%	463
26	150	3'540	407	0.87%	565	91	381	0.93%	525
28.1	150	4'134	406	1.02%	647	106	378	1.09%	596
30	150	4'712	405	1.16%	722	121	375	1.26%	660
34	150	6'053	403	1.50%	883		369	1.64%	793
40	150	8'378	400	2.09%			360	2.33%	

2 Résistance à l'effort tranchant

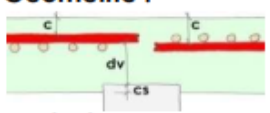
Projet : Mur direction Montbovon			
Lieu: <i>Tine</i>		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Mur Section S1			
Géométrie :			
	Epaisseur h =	640 mm	§SIA262 (2013)
	Largeur b =	1'000 mm	
	Enrobage c =	40 mm	
	Pénétration du pilier ou du mur cs =	0 mm	4.3.6.2.1
Efforts :			
	V'_{zEd} =	135 kN/m	
	m'_{Ed} =	210 kNm/m	
	n'_{xEd} =	kN/m	
Armatures :			
	$\varnothing A_s$ =	20 mm	
	espacement s =	150 mm	
	Angle θ entre V_d et A_s =	0 ° (0< θ <45)	4.3.3.2.4
	E_s =	205'000 N/mm ²	3.2.2.4
	f_{sd} =	435 N/mm ²	2.3.2.5 (4)
Béton :	B500B		
	C30/37	D_{max} =	32 mm 1.2.1
choix η_t :	Standard	f_{cd} =	20.0 N/mm ² 2.3.2.3 (2)
Traction par	NON		
	τ_{cd} =	1.10 N/mm ²	2.3.2.4 (3)
	f_{ctm} =	2.9 N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3
Plastification?	NON	τ_d =	0.3 N/mm ²
Flexion:			
	A_s =	2'094 mm ² /m	
	d_v =	590 mm	= h - c - cs - 1/2 $\varnothing A_s$
	ρ =	0.3550%	
	m_{Rd} =	517 kNm/m	
Valeurs auxiliaires:			
	k_g =	1.00	4.3.3.2.1 (37)
Plastification :	ε_v =	0.0009	4.3.3.2.2 (38) et (39)
	k_d =	0.6628	4.3.3.2.1 (36)
Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):			
	V'_{zEd}/V'_{zRd} =	31.4%	
	V'_{zRd} =	430 >135 kN/m	

Projet : **Mur direction Montbovon**

Lieu: *Tine*

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Mur Section S2**

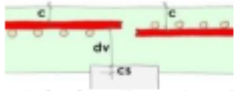
Géométrie :		Épaisseur $h =$	600 mm	↓SIA262 (2013)
		Largeur $b =$	1'000 mm	
		Enrobage $c =$	40 mm	
		Pénétration du pilier ou du mur $cs =$	0 mm	4.3.6.2.1
Efforts :		$V'_{zEd} =$	63 kN/m	
		$m'_{Ed} =$	100 kNm/m	
		$n'_{xEd} =$	kN/m	
Armatures :		$\varnothing A_s =$	20 mm	
		espacement $s =$	150 mm	
		Angle ϑ entre V_d et $A_s =$	0 ° ($0 < \vartheta < 45$)	4.3.3.2.4
		$E_s =$	205'000 N/mm ²	3.2.2.4
		$f_{sd} =$	435 N/mm ²	2.3.2.5 (4)
Béton :	B500B	▼		
	C30/37	▼	$D_{max} =$	32 mm
choix η_1 :	Standard	▼	$f_{cd} =$	20.0 N/mm ²
Traction par	NON	▼		2.3.2.3 (2)
		$\tau_{cd} =$	1.10 N/mm ²	2.3.2.4 (3)
		$f_{ctm} =$	2.9 N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3
Plastification?	NON	▼	$\tau_d =$	0.1 N/mm ²
Flexion:		$A_s =$	2'094 mm ² /m	
		$d_v =$	550 mm	$= h - c - cs - \frac{1}{2}\varnothing A_s$
		$\rho =$	0.3808%	
		$m_{Rd} =$	480 kNm/m	
Valeurs auxiliaires:		$k_g =$	1.00	4.3.3.2.1 (37)
Plastification :		$\varepsilon_v =$	0.0004	4.3.3.2.2 (38) et (39)
		$k_d =$	0.8045	4.3.3.2.1 (36)
Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):				
$V'_{zEd}/V'_{zRd} = 12.9\%$		$V'_{zRd} =$	487	>63 kN/m

Projet : **Mur direction Montbovon**

Lieu: **Tine**

no.d'affaire: 20114

Conc.: **Mur Section S3**

Géométrie :		Epaisseur h =	460 mm	↓SIA262 (2013)
		Largeur b =	1'000 mm	
		Enrobage c =	40 mm	
		Pénétration du pilier ou du mur cs =	0 mm	4.3.6.2.1
Efforts :		V'_{zEd} =	26 kN/m	
		m'_{Ed} =	31 kNm/m	
		n'_{xEd} =	kN/m	
Armatures :		$\emptyset A_s$ =	16 mm	
		espacement s =	150 mm	
		Angle θ entre V_d et A_s =	0 ° (0< θ <45)	4.3.3.2.4
		E_s =	205'000 N/mm ²	3.2.2.4
		f_{sd} =	435 N/mm ²	2.3.2.5 (4)
Béton :	B500B	D_{max} =	32 mm	1.2.1
	C30/37			
choix η_1 :	Standard	f_{cd} =	20.0 N/mm ²	2.3.2.3 (2)
Traction par	NON	τ_{cd} =	1.10 N/mm ²	2.3.2.4 (3)
		f_{ctm} =	2.9 N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3
Plastification?	NON	τ_d =	0.1 N/mm ²	
Flexion:		A_s =	1'340 mm ² /m	
		d_v =	412 mm	= h - c - cs - 1/2 $\emptyset A_s$
		ρ =	0.3253%	
		m_{Rd} =	232 kNm/m	
Valeurs auxiliaires:		k_g =	1.00	4.3.3.2.1 (37)
Plastification :		ε_v =	0.0003	4.3.3.2.2 (38) et (39)
		k_d =	0.8953	4.3.3.2.1 (36)

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):

$$V'_{zEd}/V'_{zRd} = 6.4\%$$

$$V'_{zRd} = \mathbf{406} > 26 \text{ kN/m}$$

3 Armature de retrait

Projet : Mur direction Montbovon			
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Semelle			
Géométrie:	Epaisseur h =	500 mm	
	Largeur b =	1000 mm	
	Ø armature =	18 mm	
	Espacement e de l'armature =	150	▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37	▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B	▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T	▼
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	0.5 mm	
	Niveau d'exigences :	Accrues	
	Coefficient k_1 =	0.80	voir 4.4.1.3 (99)
$A_s = 1'696$ mm ² ,	ρ (%) = 0.376	$f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} =$	2.32 N/mm ² , (98)
		$T_{Rd,c} =$	1160 kN
	$\sigma_{s,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	386 N/mm ²	
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	1504 mm ²	$A_s / A_{s,min} \updownarrow$
Solution 1: -> Ø 18 e 150		$A_s = 1696$ mm ²	113%
Solution 2: -> Ø 16/18 e 150		$A_s = 1518$ mm ²	101%

Projet : Mur direction Montbovon			
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Mur			
Géométrie:	Epaisseur h =	500 mm	
	Largeur b =	1000 mm	
	Ø armature =	18 mm	
	Espacement e de l'armature =	150	▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37	▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B	▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T	▼
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	0.5 mm	
	Niveau d'exigences :	Accrues	
	Coefficient k_1 =	0.80	voir 4.4.1.3 (99)
$A_s = 1'696$ mm ² ,	ρ (%) = 0.376	$f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} =$	2.32 N/mm ² , (98)
		$T_{Rd,c} =$	1160 kN
	$\sigma_{s,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	386 N/mm ²	
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	1504 mm ²	$A_s / A_{s,min} \updownarrow$
Solution 1: -> Ø 18 e 150		$A_s = 1696$ mm ²	113%
Solution 2: -> Ø 16/18 e 150		$A_s = 1518$ mm ²	101%

4 Moments maximaux en service

Projet : Mur direction Montbovon	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Mur section S1	
Géométrie:	Epaisseur h = 640 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm \varnothing armature = 20 mm Espacement e de l'armature = 150 <input type="text"/> mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 <input type="text"/> Classe d'acier d' armature : B500B <input type="text"/>
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F <input type="text"/>
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
	$A_s = 2'094 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.355$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.41 \text{ N/mm}^2, (98)$ $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 231 N/mm ² max $M_{serv} =$ 268 kNm/m

Projet : Mur direction Montbovon	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Mur section S2	
Géométrie:	Epaisseur h = 600 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm \varnothing armature = 20 mm Espacement e de l'armature = 150 <input type="text"/> mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 <input type="text"/> Classe d'acier d' armature : B500B <input type="text"/>
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F <input type="text"/>
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
	$A_s = 2'094 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.381$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.43 \text{ N/mm}^2, (98)$ $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 231 N/mm ² max $M_{serv} =$ 249 kNm/m

Projet : **Mur direction Montbovon**

Lieu: *Tine*

no.d'affaire: 20114

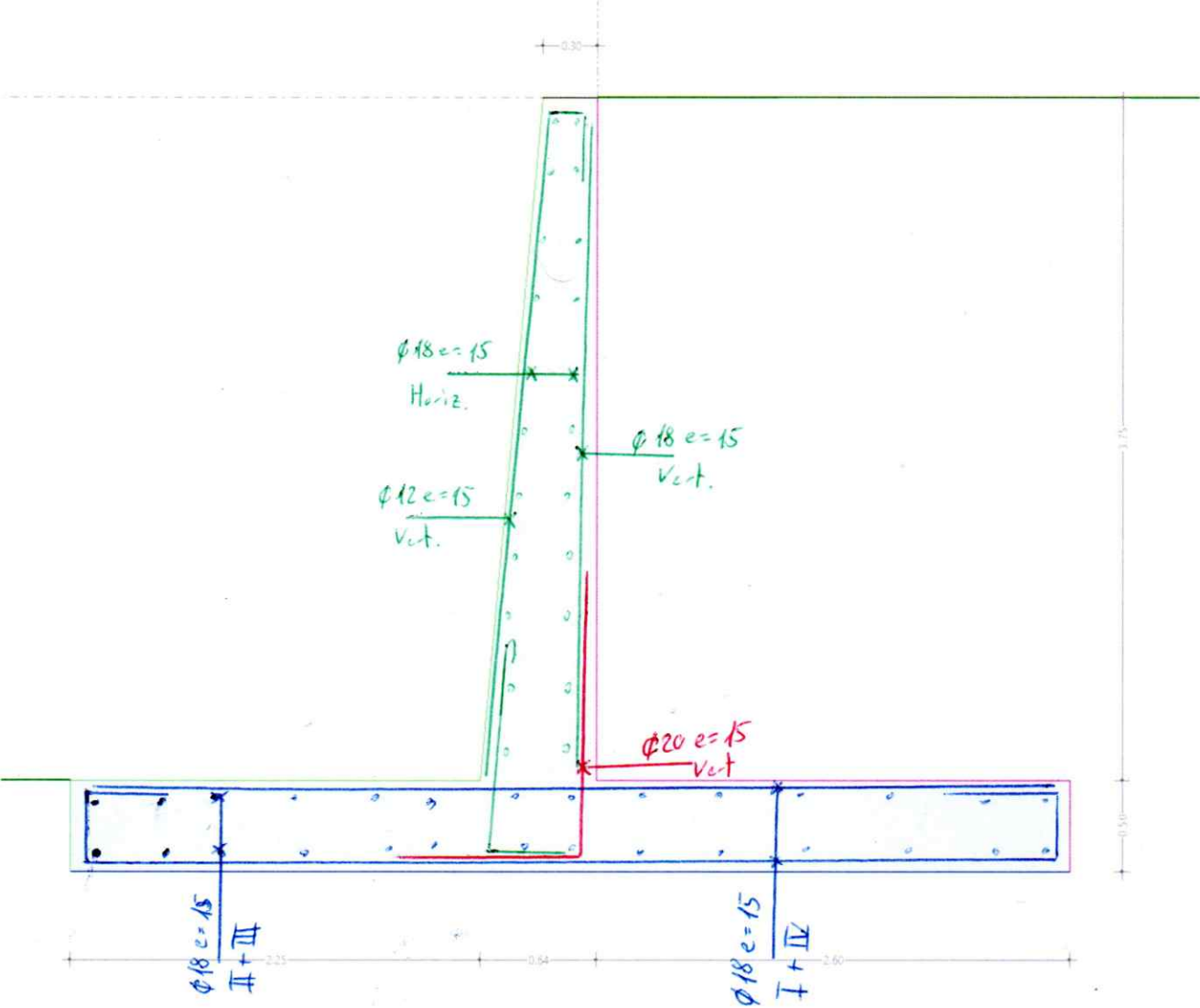
Conc.: **Mur section S3**

Géométrie:	Epaisseur h =	460 mm
	Largeur b =	1000 mm
	Enrobage c =	40 mm
	Ø armature =	16 mm
	Espacement e de l'armature =	150 ▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37 ▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B ▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	F ▼
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} =	0.2 mm
	Niveau d'exigences :	Élevées
	$A_s = 1'340 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.325$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} =$	3.50 N/mm ² , (98)
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	259 N/mm ²
	max $M_{serv} =$	134 kNm/m

ANNEXE 7

Schéma armature
Mur direction Montbovon

Armature mur Montbovon

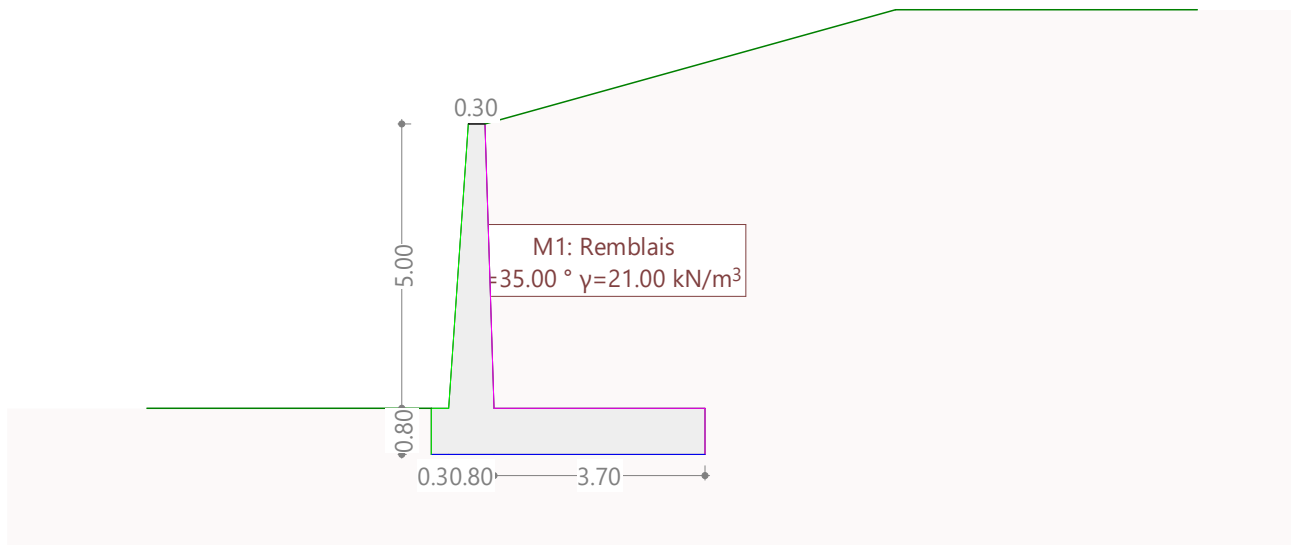


Annexe 8

Modèle de calcul
Mur direction Rossinière

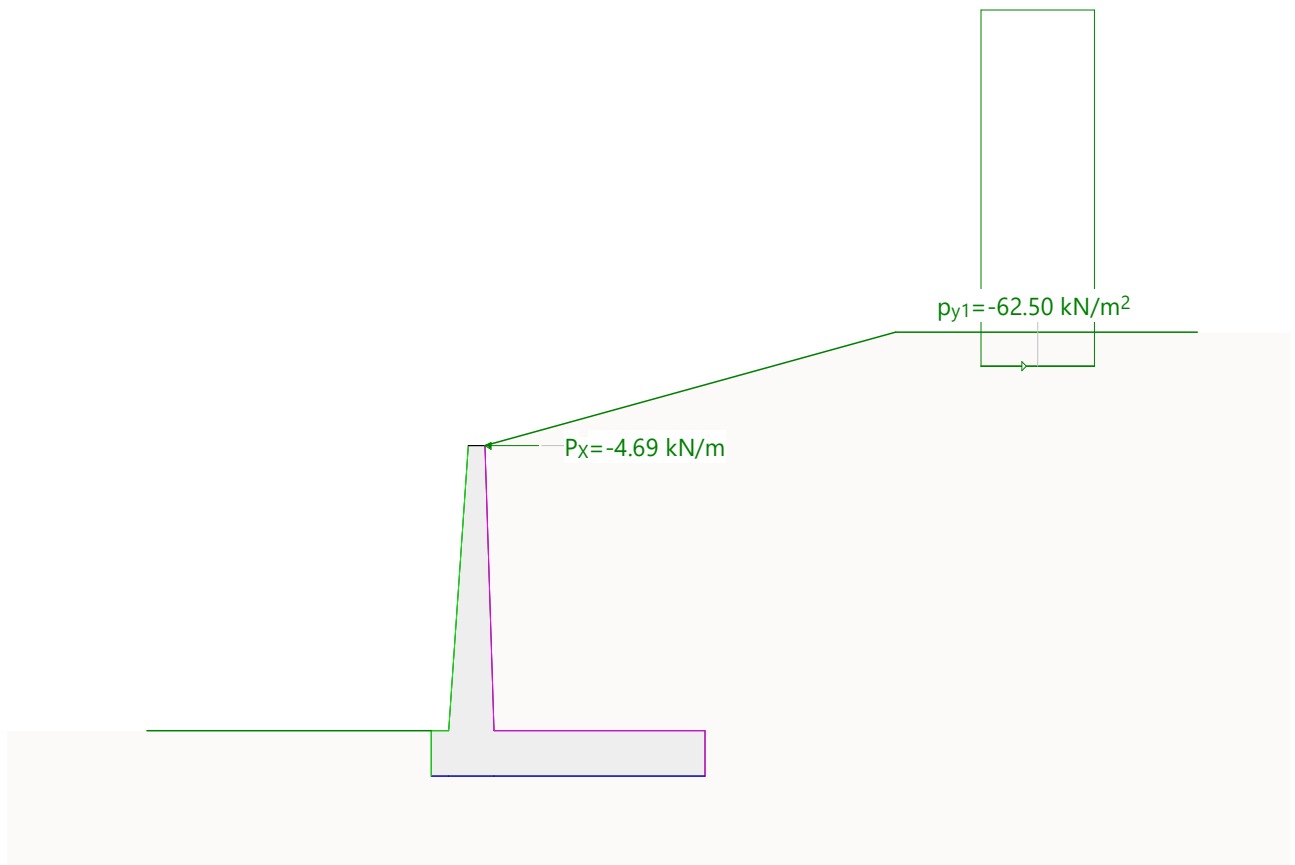
Modèle du massif

Échelle 1 :132.8



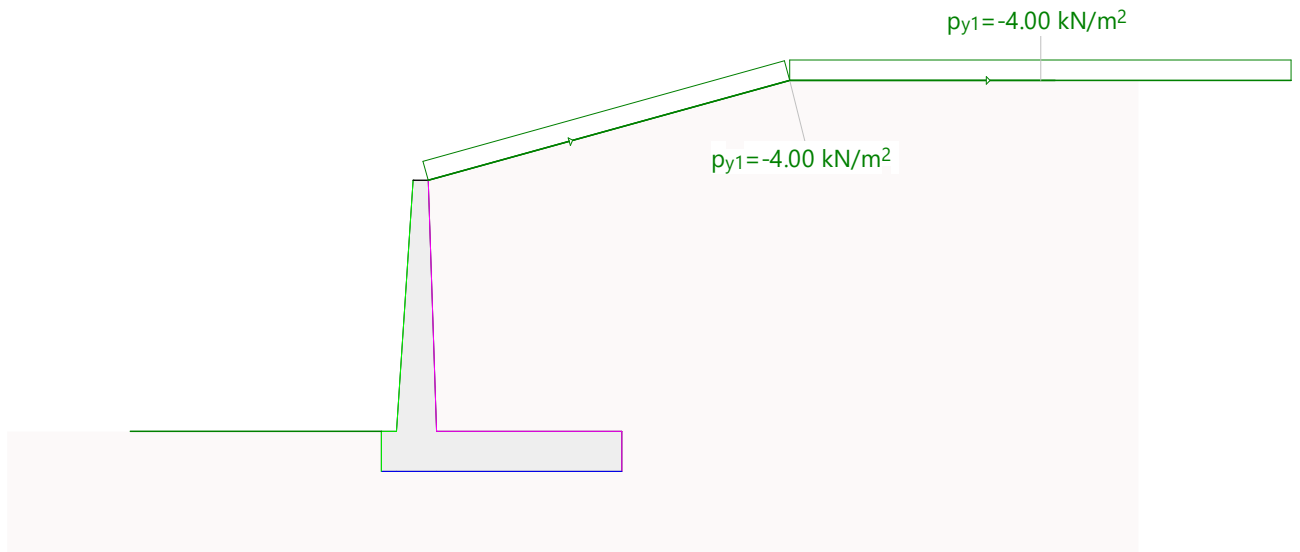
Chargement CT: Train

Échelle 1 :132.8



Chargement N: Neige

Échelle 1 :150.7



Enveloppe

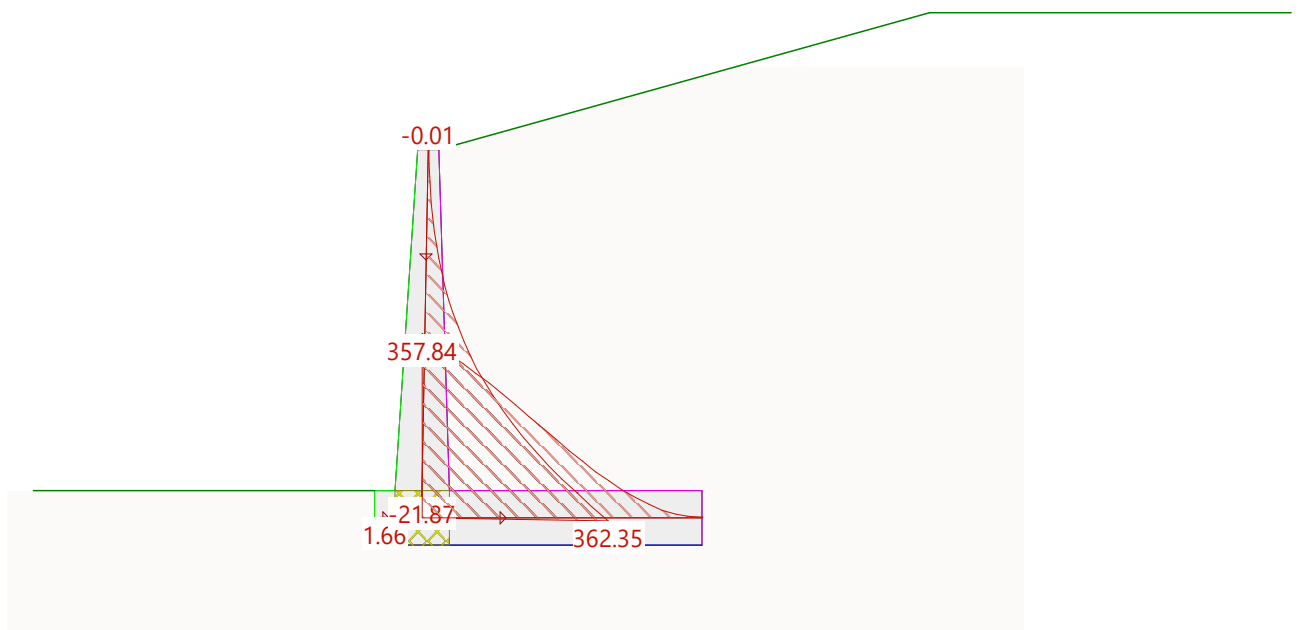
Vérifications

Vérification	F_{disp} [-]	F_{req} [-]	β_{disp} [‰]	β_{max} [‰]	SE	CA
Renversement	2.34	1.00			2	11
Glissement	1.05	1.00			5	5
Poinçonnement	1.02	1.00			5	5
Rotation			1.67	2.00	1	2

- F_{disp} : Sécurité disponible
- F_{req} : Sécurité requise
- β_{disp} : Rotation calculée du mur
- β_{max} : Rotation maximale autorisée du mur
- SE : Spécification d'enveloppe
- CA : Combinaisons d'actions

Service, CA 1: Moment de flexion [kNm/m]

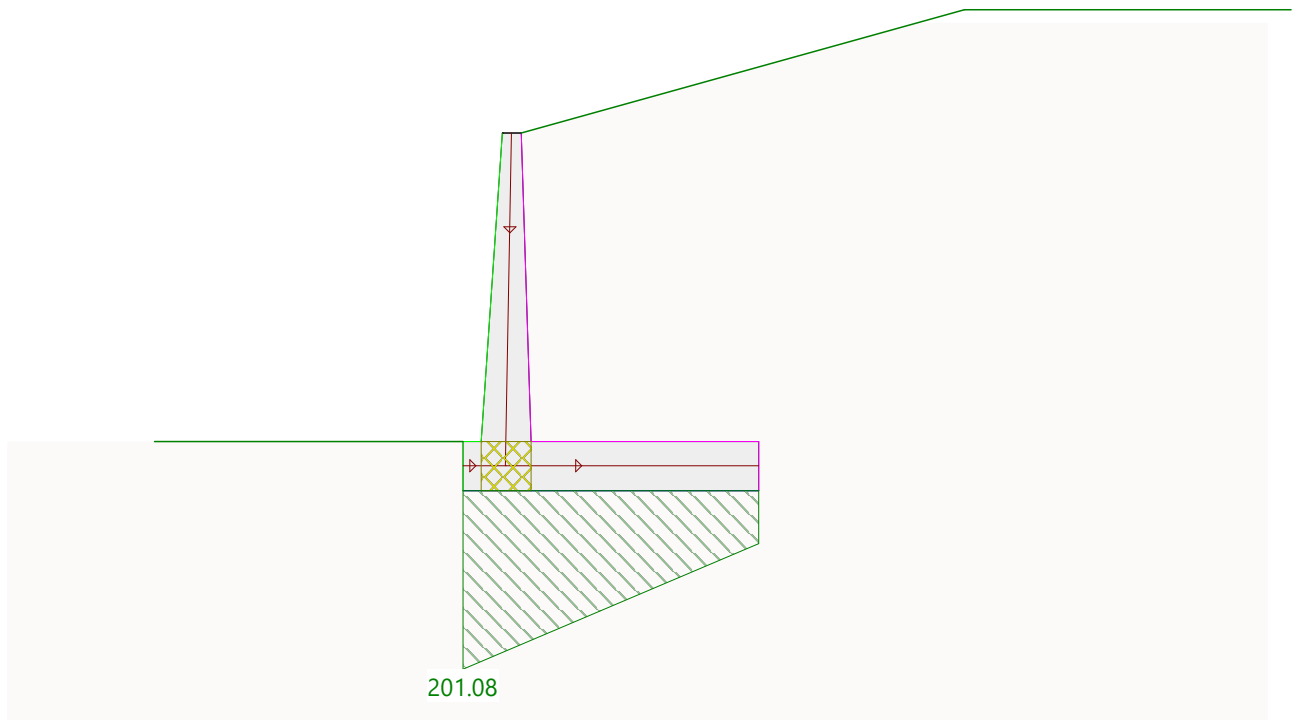
Échelle 1 :110.8



Nr.:

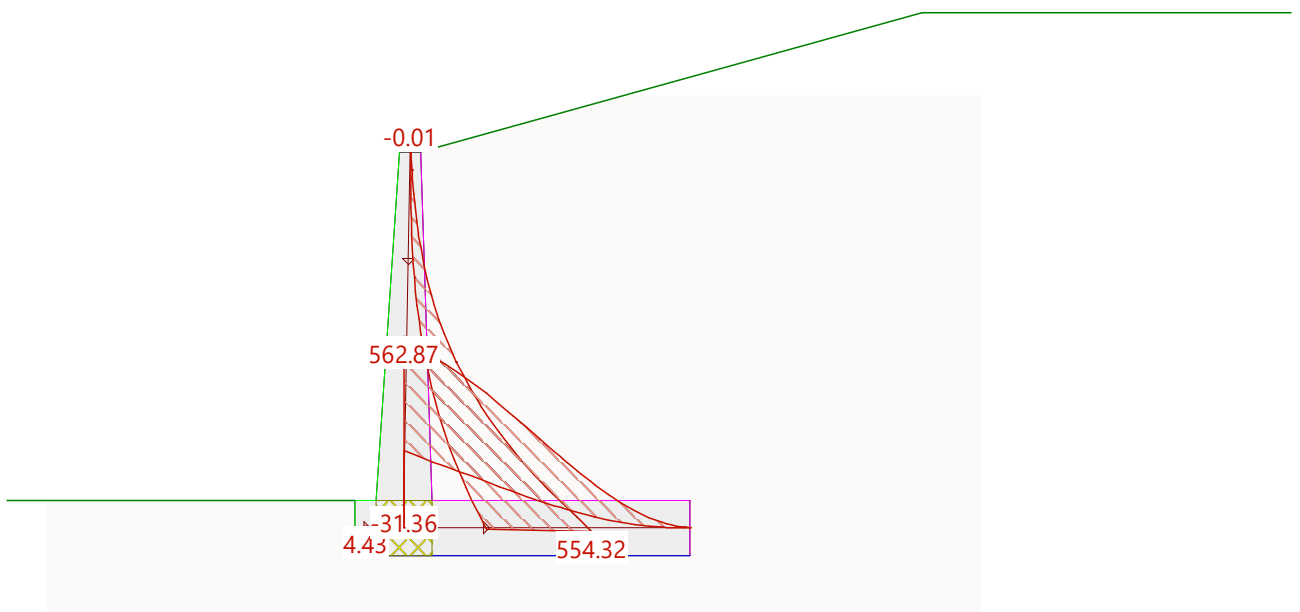
Service, CA 1: Pression au sol verticale [kN/m²]

Échelle 1 :122.7



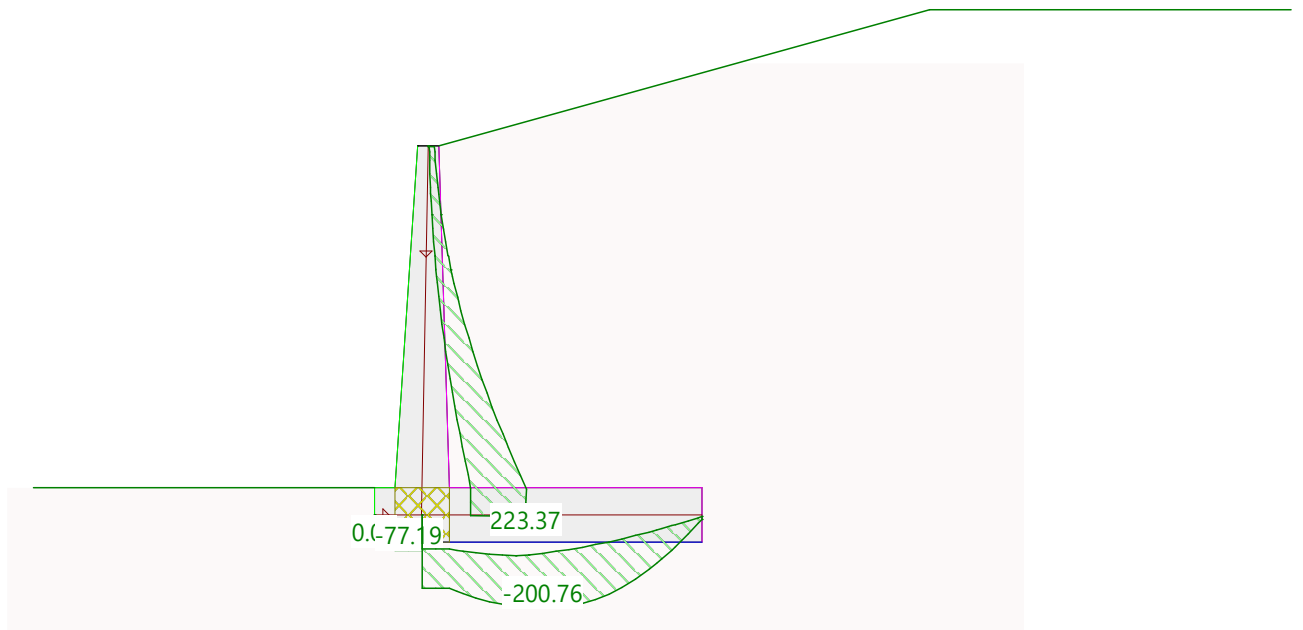
Enveloppe: Moment de flexion [kNm/m]

Échelle 1 :108.6



Enveloppe: Effort tranchant [kN/m]

Échelle 1 :110.8



ANNEXE 9

Vérification du béton
Mur direction Montbovon

1 Résistance en flexion

Projet : **Mur direction Rossinière**
 Lieu: **Tine** no.d'affaire: 20114
 Conc.: **Semelle**

Béton $f_{cd} = 20.0$ N/mm ²		C30/37
Acier d'armature $f_{sd} = 435$ N/mm ²		B500B
Epaisseur $h = 800$ mm ($d=h-c-1/2\emptyset$)		Standard
Largeur $b = 1'000$ mm		Choc ? $\eta t \Rightarrow$
Enrobage $c = 40$ mm		

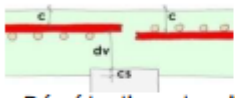
Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
\emptyset	e=	section	d_x	ρ_x	M_{xRd}	$0.85x_x$	d_y	ρ_y	M_{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	756	0.04%	110	9	748	0.04%	108
10	150	524	755	0.07%	171	13	745	0.07%	168
12	150	754	754	0.10%	244	19	742	0.10%	240
14	150	1'026	753	0.14%	331	26	739	0.14%	325
16	150	1'340	752	0.18%	430	34	736	0.18%	420
18	150	1'696	751	0.23%	540	43	733	0.23%	527
20	150	2'094	750	0.28%	662	54	730	0.29%	643
22	150	2'534	749	0.34%	794	65	727	0.35%	770
24.1	150	3'041	748	0.41%	944	78	724	0.42%	912
26	150	3'540	747	0.47%	1'089	91	721	0.49%	1'049
28.1	150	4'134	746	0.55%	1'258	106	718	0.58%	1'207
30	150	4'712	745	0.63%	1'419	121	715	0.66%	1'357
34	150	6'053	743	0.81%	1'777	155	709	0.85%	1'688
40	150	8'378	740	1.13%	2'354	214	700	1.20%	2'209

Projet : **Mur direction Rossinière**
 Lieu: **Tine** no.d'affaire: 20114
 Conc.: **Mur**

Béton $f_{cd} = 20.0$ N/mm ²		C30/37
Acier d'armature $f_{sd} = 435$ N/mm ²		B500B
Epaisseur $h = 800$ mm ($d=h-c-1/2\emptyset$)		Standard
Largeur $b = 1'000$ mm		Choc ? $\eta t \Rightarrow$
Enrobage $c = 40$ mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
\emptyset	e=	section	d_x	ρ_x	M_{xRd}	$0.85x_x$	d_y	ρ_y	M_{yRd}
mm	mm	mm ²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	150	335	756	0.04%	110	9	748	0.04%	108
10	150	524	755	0.07%	171	13	745	0.07%	168
12	150	754	754	0.10%	244	19	742	0.10%	240
14	150	1'026	753	0.14%	331	26	739	0.14%	325
16	150	1'340	752	0.18%	430	34	736	0.18%	420
18	150	1'696	751	0.23%	540	43	733	0.23%	527
20	150	2'094	750	0.28%	662	54	730	0.29%	643
22	150	2'534	749	0.34%	794	65	727	0.35%	770
24.1	150	3'041	748	0.41%	944	78	724	0.42%	912
26	150	3'540	747	0.47%	1'089	91	721	0.49%	1'049
28.1	150	4'134	746	0.55%	1'258	106	718	0.58%	1'207
30	150	4'712	745	0.63%	1'419	121	715	0.66%	1'357
34	150	6'053	743	0.81%	1'777	155	709	0.85%	1'688
40	150	8'378	740	1.13%	2'354	214	700	1.20%	2'209

2 Résistance à l'effort tranchant

Projet : Mur direction Rossinière			
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114	
Conc.: Mur			
Géométrie :			
	Epaisseur h =	800 mm	↓SIA262 (2013)
	Largeur b =	1'000 mm	
	Enrobage c =	40 mm	
	Pénétration du pilier ou du mur cs =	0 mm	4.3.6.2.1
Efforts :			
	V'_{zEd} =	224 kN/m	
	m'_{Ed} =	555 kNm/m	
	n'_{xEd} =	kN/m	
Armatures :			
	$\emptyset A_s$ =	26 mm	
	espacement s =	150 mm	
	Angle θ entre V_d et A_s =	0 ° (0< θ <45)	4.3.3.2.4
	E_s =	205'000 N/mm ²	3.2.2.4
	f_{sd} =	435 N/mm ²	2.3.2.5 (4)
Béton :	B500B	▼	
	C30/37	▼	
choix η_1 :	Standard	▼	
Traction par	NON	▼	
	D_{max} =	32 mm	1.2.1
	f_{cd} =	20.0 N/mm ²	2.3.2.3 (2)
	τ_{cd} =	1.10 N/mm ²	2.3.2.4 (3)
	f_{ctm} =	2.9 N/mm ²	3.1.2.2.7, tab. 3
Plastification?	NON	▼	
	τ_d =	0.3 N/mm ²	
Flexion:			
	A_s =	3'540 mm ² /m	
	d_v =	747 mm	= h - c - cs - 1/2 $\emptyset A_s$
	ρ =	0.4738%	
	m_{Rd} =	1'090 kNm/m	
Valeurs auxiliaires:			
	k_g =	1.00	4.3.3.2.1 (37)
Plastification :	ε_v =	0.0011	4.3.3.2.2 (38) et (39)
	k_d =	0.5536	4.3.3.2.1 (36)
Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (2013), 4.3.3.2.1 (35):			
	$V'_{zEd}/V'_{zRd} = 49.2\%$	$V'_{zRd} =$	455 >224 kN/m

3 Armature de retrait

Projet : Mur direction Rossinière		
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114
Conc.: Semelle		
Géométrie:	Epaisseur h =	800 mm
	Largeur b =	1000 mm
	Ø armature =	22 mm
	Espacement e de l'armature =	150 ▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37 ▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B ▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T ▼
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} =	0.5 mm
	Niveau d'exigences :	Accrues
	Coefficient k_1 =	0.71 voir 4.4.1.3 (99)
$A_s = 2'534$ mm ² , ρ (%) =	0.338	$f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} = 2.07$ N/mm ² , (98)
	$T_{Rd,c} =$	1657 kN
	$\sigma_{s,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	349 N/mm ²
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	2376 mm ² $A_s / A_{s,min} \downarrow$
Solution 1: -> Ø 22 e 150	$A_s =$	2534 mm ² 107%

Projet : Mur direction Rossinière		
Lieu: Tine		no.d'affaire: 20114
Conc.: Mur		
Géométrie:	Epaisseur h =	500 mm
	Largeur b =	1000 mm
	Ø armature =	18 mm
	Espacement e de l'armature =	150 ▼ mm
Matériau:	Classe de béton :	C30/37 ▼
	Classe d'acier d' armature :	B500B ▼
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T):	T ▼
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} =	0.5 mm
	Niveau d'exigences :	Accrues
	Coefficient k_1 =	0.80 voir 4.4.1.3 (99)
$A_s = 1'696$ mm ² , ρ (%) =	0.376	$f_{ctd} = k_1 * f_{ctm} = 2.32$ N/mm ² , (98)
	$T_{Rd,c} =$	1160 kN
	$\sigma_{s,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	386 N/mm ²
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	1504 mm ² $A_s / A_{s,min} \downarrow$
Solution 1: -> Ø 18 e 150	$A_s =$	1696 mm ² 113%
Solution 2: -> Ø 16/18 e 150	$A_s =$	1518 mm ² 101%

4 Moments maximaux en service

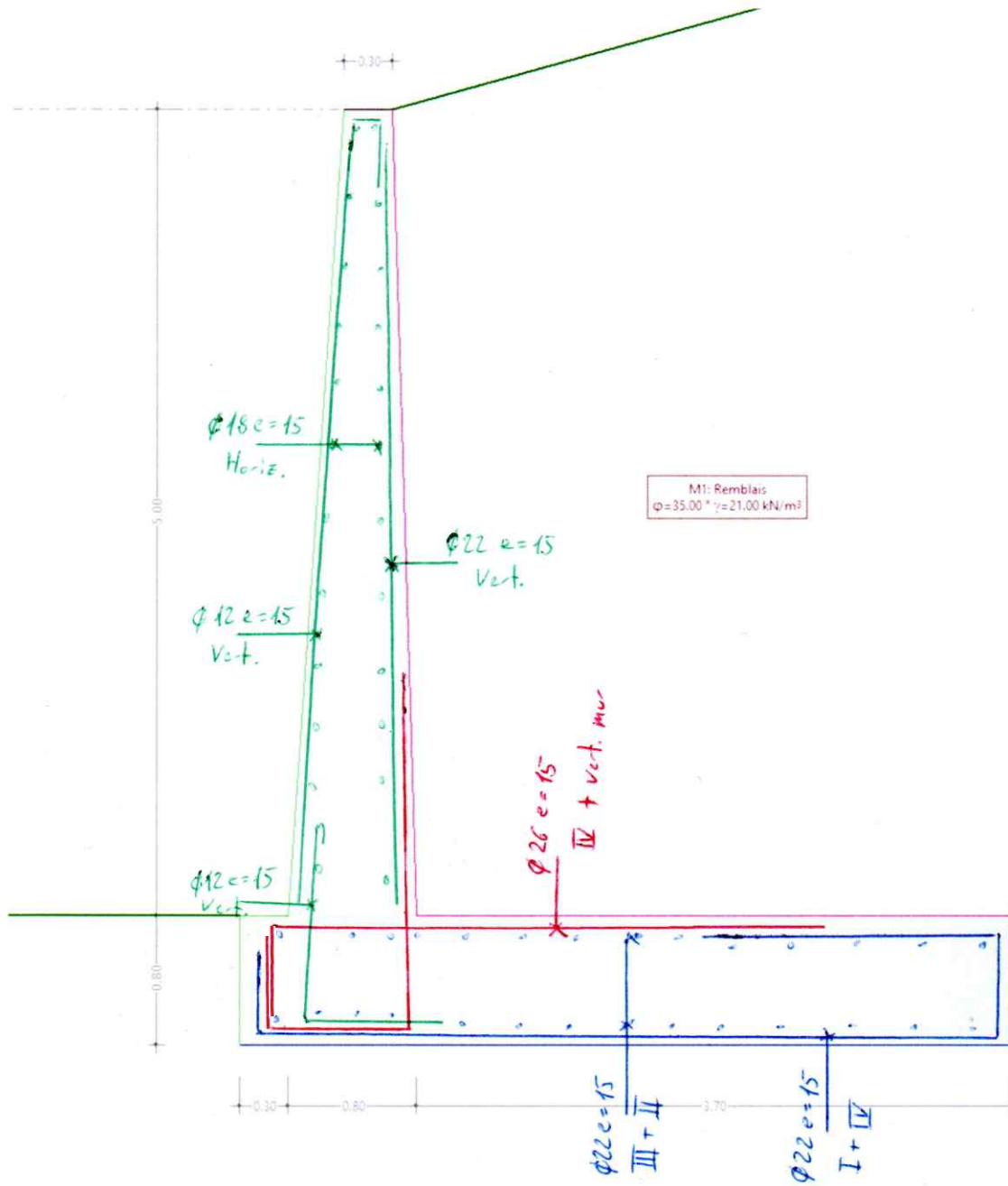
Projet : Mur direction Rossinière	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Semelle	
Géométrie:	Epaisseur h = 800 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm \varnothing armature = 26 mm Espacement e de l'armature = 150 <input type="text"/> mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 <input type="text"/> Classe d'acier d' armature : B500B <input type="text"/>
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F <input type="text"/>
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
	$A_s = 3'540 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.474$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.33 \text{ N/mm}^2$, (98) $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 203 N/mm ² max $M_{serv} =$ 498 kNm/m

Projet : Mur direction Rossinière	
Lieu: <i>Tine</i>	no.d'affaire: 20114
Conc.: Mur	
Géométrie:	Epaisseur h = 800 mm Largeur b = 1000 mm Enrobage c = 40 mm \varnothing armature = 26 mm Espacement e de l'armature = 150 <input type="text"/> mm
Matériau:	Classe de béton : C30/37 <input type="text"/> Classe d'acier d' armature : B500B <input type="text"/>
Sollicitation:	flexion (F) or traction (T): F <input type="text"/>
	Ouverture nominale de fissures W_{nom} = 0.2 mm Niveau d'exigences : Élevées
	$A_s = 3'540 \text{ mm}^2$, $\rho (\%) = 0.474$ $f_{ctd} = k_t * f_{ctm} = 3.33 \text{ N/mm}^2$, (98) $\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a = 203 N/mm ² max $M_{serv} =$ 498 kNm/m

ANNEXE 10

Schéma armature
Mur direction Rossinière

Armature mur Rossinière



ANNEXE 11

Résultats KREA

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités : Métrique, kN, kN/m² **Niveau phréatique :** 800.00 m
Poids volumique de l'eau : 10.00 kN/m³ **Nombre d'itérations par phase de calcul :** 100
Pas de calcul : 0.20 m **Prise en compte moments 2 ordre :** non
Définition du projet : Cotes

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	dc [kN/m ² /m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m ² /m]	dkh [kN/m ² /m/m]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/m]
Remblai	850.32	20.50	10.50	35.00	0.00	0.000	0.426	0.271	5.289	0.426	0.426	0.000	0.000	30000	0	0.000	-0.333	0.100	10000.00
Ancien sol	847.02	20.00	20.00	33.00	2.00	0.000	0.455	0.277	6.411	0.455	0.455	1.126	7.165	25000	0	0.333	-0.666	0.100	10000.00
Eboulis de pente	846.42	22.50	12.50	37.00	2.00	0.000	0.398	0.234	8.716	0.398	0.398	1.027	8.687	48000	0	0.333	-0.666	0.100	10000.00

Valeurs de calcul des paramètres de la loi de comportement

Couche	Comportement	MISS								MEL					
		φ,d [°]	c,d [kN/m ²]	dc,d [kN/m ² /m]	kay,d	kpy,d	kac,d	kpc,d	φ,d [°]	c,d [kN/m ²]	dc,d [kN/m ² /m]	kay,d	kpy,d	kac,d	kpc,d
Remblai	Drainé	30.26	0.00	0.000	0.330	4.011	0.000	0.000	30.26	0.00	0.000	0.330	4.011	0.000	0.000
Ancien sol	Drainé	28.42	1.33	0.000	0.334	4.533	1.246	5.897	28.42	1.33	0.000	0.334	4.533	1.246	5.897
Eboulis de pente	Drainé	32.13	1.33	0.000	0.287	5.999	1.148	6.891	32.13	1.33	0.000	0.287	5.999	1.148	6.891

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm ² /m]	W [kN/m/m]
1	843.52	13743	4.50
2	840.52	4023	1.00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 848.72 m

DONNEES

TIRANT	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]	Lu [m]	Ls [m]
1	3	848.22	8040	100.00	15.00	10.50	7.00
2	5	846.72	8040	100.00	15.00	10.50	7.00
3	7	845.22	8040	100.00	15.00	10.50	7.00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Phase	z [m]	x [m]	L [m]	q [kN/m/m]
1	1	849.72	4.15	2.00	62.50

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	Remblai	35.00	0.00	1.000	0.426
Sol initial	Ancien sol	33.00	0.00	1.000	0.455
Sol initial	Eboulis de pente	37.00	0.00	1.000	0.398

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	Remblai	kay	0.00	35.00	0.000	0.000	0.271
Sol initial	Remblai	kpy	0.00	35.00	-0.333	0.000	5.289
Sol initial	Ancien sol	kay	0.00	33.00	0.333	0.000	0.277
Sol initial	Ancien sol	kpy	0.00	33.00	-0.666	0.000	6.411
Sol initial	Eboulis de pente	kay	0.00	37.00	0.333	0.000	0.234
Sol initial	Eboulis de pente	kpy	0.00	37.00	-0.666	0.000	8.716

Assistant kac/kpc :

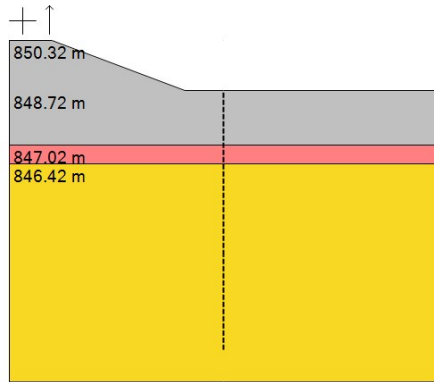
Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	Ancien sol	kac	33.00	0.333	1.126
Sol initial	Ancien sol	kpc	33.00	-0.666	7.165
Sol initial	Eboulis de pente	kac	37.00	0.333	1.027
Sol initial	Eboulis de pente	kpc	37.00	-0.666	8.687

Assistant paroi composite, Profilé Métallique :

Action	Profilé	[1],E [kN/m ²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[1],e [mm]	[1],I [cm ⁴]	[2],E [kN/m ²]	[2],e [mm]	EI [kNm ² /m]
Ecran initial	HE 180 B	2.1E+008	2.00	-	-	3831	2E+007	180.00	13743
Ecran initial	HE 180 B	2.1E+008	2.00	-	-	3831	2E+007	0.00	4023

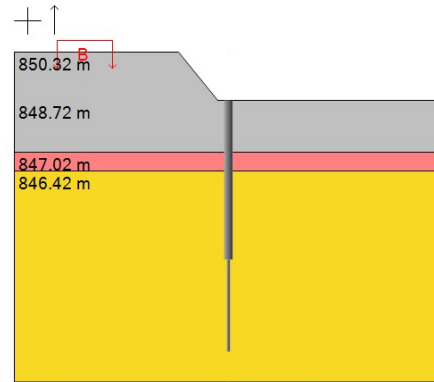
SYNTHESE PHASAGE

Phase initiale



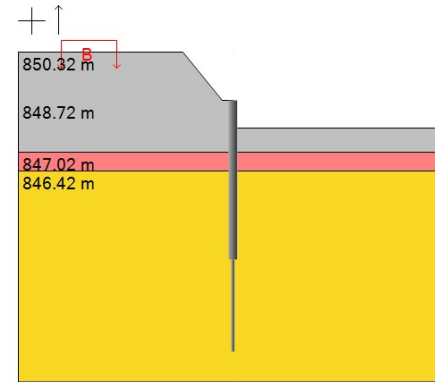
Gauche Droite
[m]

Phase 1 : Phase transitoire



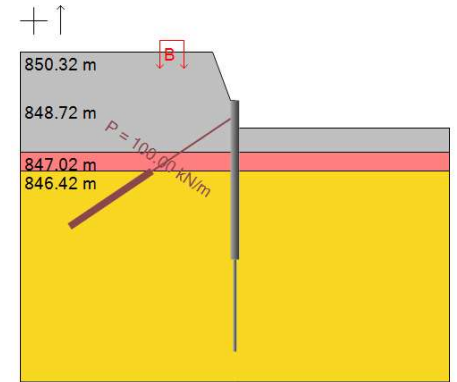
Gauche Droite
[m]

Phase 2 : Phase transitoire



Gauche Droite
[m]

Phase 3 : Phase transitoire



Gauche Droite
[m]

- Excavation (côté gauche) :
zh [m] = 848.72
Mise en place d'un talus :
zt [m] = 850.32 a [m] = 1.80
zh [m] = 848.72 b [m] = 0.40
ae = 1.000
- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 848.72

- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 Δa_{gauche} [m] = 0.00 Δa_{droite} [m] = 0.00
position zD du point d'effort tranchant null : automatique
- Surcharge de Boussinesq (côté gauche) : n°1
z [m] = 849.72
x [m] = 4.15
ae = 1.000
L [m] = 2.00
q [kN/m/m] = 62.50

- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 Δa_{gauche} [m] = 0.00 Δa_{droite} [m] = 0.00
position zD du point d'effort tranchant null : automatique
- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 847.82

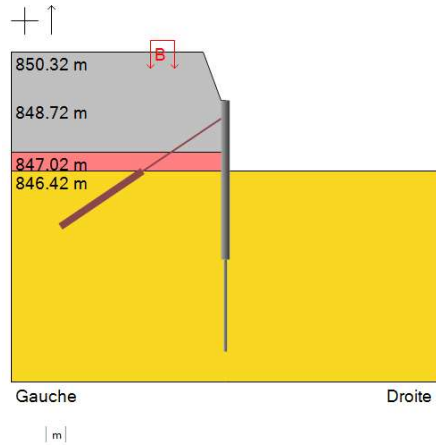
- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 Δa_{gauche} [m] = 0.00 Δa_{droite} [m] = 0.00
position zD du point d'effort tranchant null : automatique
- Mise en place du tirant (côté gauche) : n°1
za [m] = 848.22
K [kN/m/m] = 8040
P [kN/m] = 100.00
 α [°] = 15.00



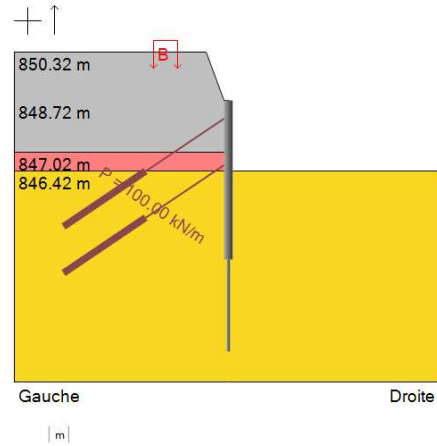
Calcul réalisé par : MONOD PIGUET

SYNTHESE PHASAGE

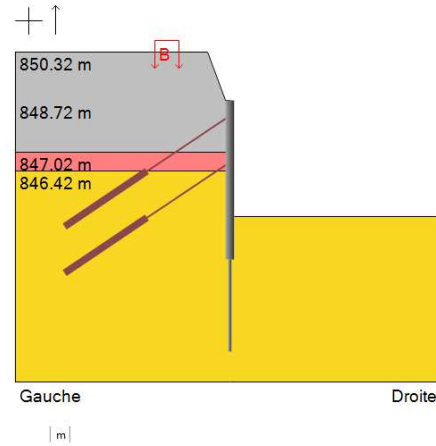
Phase 4 : Phase transitoire



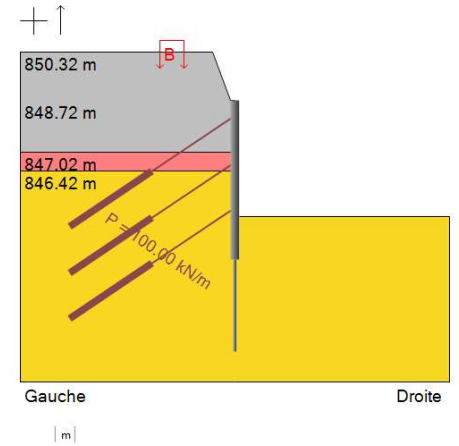
Phase 5 : Phase transitoire



Phase 6 : Phase transitoire



Phase 7 : Phase transitoire



- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 $\Delta a, gauche [m] = 0.00$ $\Delta a, droite [m] = 0.00$
position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 846.42

- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 $\Delta a, gauche [m] = 0.00$ $\Delta a, droite [m] = 0.00$
position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Mise en place du tirant (côté gauche) : n°2
za [m] = 846.72
K [kN/m/m] = 8040
P [kN/m] = 100.00
 $\alpha [^\circ] = 15.00$

- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 $\Delta a, gauche [m] = 0.00$ $\Delta a, droite [m] = 0.00$
position zD du point d'effort tranchant null : automatique

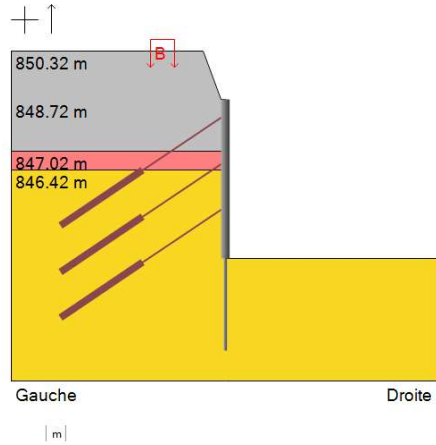
- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 844.92

- Options ELU (MISS):
Surexcavation :
 $\Delta a, gauche [m] = 0.00$ $\Delta a, droite [m] = 0.00$
position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Mise en place du tirant (côté gauche) : n°3
za [m] = 845.22
K [kN/m/m] = 8040
P [kN/m] = 100.00
 $\alpha [^\circ] = 15.00$

SYNTHESE PHASAGE

Phase 8 : Phase transitoire



- Options ELU (MISS):
 Surexcavation :
 Δa_{gauche} [m] = 0.00 Δa_{droite} [m] = 0.00
 position zD du point d'effort tranchant null : automatique

- Excavation (côté droit) :
 z_h [m] = 843.52



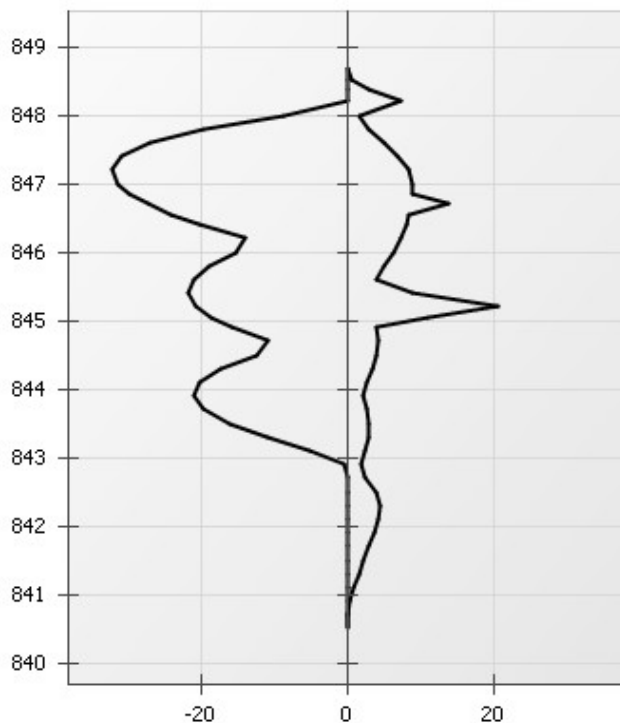
Calcul réalisé par : MONOD PIGUET

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Tirant 1 kN/m	Tirant 2 kN/m	Tirant 3 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
1	MISS	-0.49	1.18	-	-	-	OK	34.55	OK
2	MISS	8.82	10.71	-	-	-	OK	30.57	OK
3	MISS	-27.60	-92.72	135.00	-	-	OK	48.21	OK
4	MISS	-32.10	-94.03	135.91	-	-	OK	42.37	OK
5	MISS	-20.81	-89.98	132.16	135.00	-	OK	60.18	OK
6	MISS	-21.76	-88.55	130.68	137.83	-	OK	67.67	OK
7	MISS	-22.13	-91.68	131.51	134.88	135.00	OK	70.24	OK
8	MISS	-21.37	-91.01	131.20	134.28	138.89	OK	84.78	OK
Extrema	-	-32.10	-94.03	135.91	137.83	138.89	-	-	-

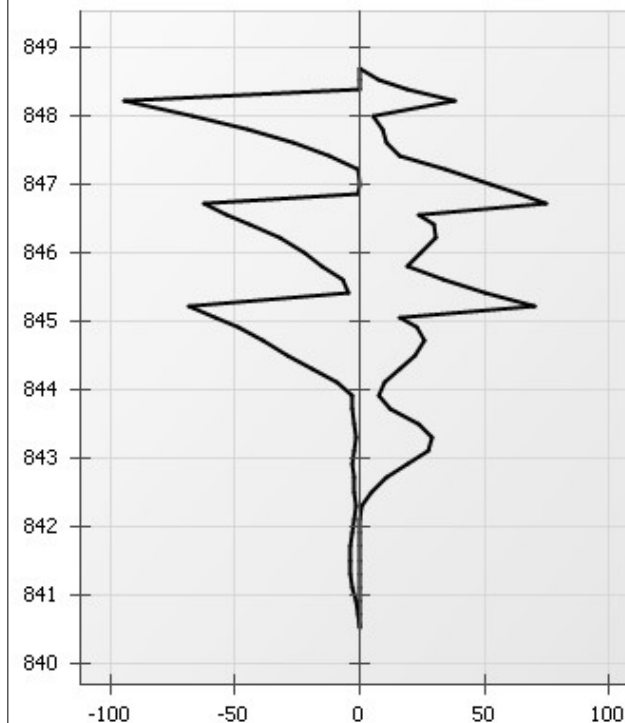
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 8)

Moment [kNm/m]



Min = -32.10 - Max = 20.50

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -94.03 - Max = 74.89

Légende des graphiques :

--- Valeurs ELS

--- Valeurs ELU

--- Eau



terrasol

setec

Calcul réalisé par : MONOD PIGUET

Vérifications

COEFFICIENTS PARTIELS - Personnalisés

Actions		
Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1.00	1.35
pression d'eau (Ypw)	1.00	1.35
poids propre de l'écran (YW)	1.00	1.35

Actions		
Sucharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
Sol - permanente (YG)	1.00	1.00
Sol - variable (YQ)	1.11	1.11
Ecran - permanente favorable (YG,inf)	1.00	1.00
Ecran - permanente défavorable (YG,sup)	1.00	1.35
Ecran - variable défavorable (YQ,sup)	1.11	1.50

Paramètre de résistance		
Paramètres du sol	MISS	MEL
Cohésion effective (Yc')	1.50	1.50
Angle de frot. effectif (Yφ')	1.20	1.20
Cohesion non drainée (Ycu')	1.00	1.00

-		
	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1.40	1.40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1.10	1.10
Résistance des appuis (Yanc)	1.00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1.10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1.35

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 402.77 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 543.73 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 4296.15 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 3905.59 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 35.64 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -1.09 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0.00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0.00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 34.55 kN/m

Charge verticale ELU de 34.55 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 2 - Transitoire

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 369.38 kN/m

Valeur de calcul : Bt,d = 498.66 kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : Bm,k = 3500.47 kN/m

Valeur de calcul : Bm,d = 3182.25 kN/m

Bt,d < Bm,d

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

Pd = 35.64 kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

Pv,d = -5.07 kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

Tv,d = 0.00 kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Fv,d = 0.00 kN/m Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

Rv,d = 30.57 kN/m

Charge verticale ELU de 30.57 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

PHASE 3 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : Bt,k = 358.40 kN/m

Vérifications

Valeur de calcul : $Bt,d = 483.84 \text{ kN/m}$
 Butée mobilisable :
 Valeur caractéristique : $Bm,k = 3500.47 \text{ kN/m}$
 Valeur de calcul : $Bm,d = 3182.25 \text{ kN/m}$

$Bt,d < Bm,d$

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
 $Pd = 35.64 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
 $Pv,d = -22.37 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
 $Tv,d = 34.94 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
 $Fv,d = 0.00 \text{ kN/m}$ $Yq =$ valeur dépendant de la nature de chaque action.
 Résultante ELU des efforts verticaux :
 $Rv,d = 48.21 \text{ kN/m}$

Charge verticale ELU de 48.21 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :
 Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 135.00 kN/m; Tdsb,d = 521.33 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 4 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
 Valeur caractéristique : $Bt,k = 314.19 \text{ kN/m}$
 Valeur de calcul : $Bt,d = 424.15 \text{ kN/m}$
 Butée mobilisable :
 Valeur caractéristique : $Bm,k = 2403.38 \text{ kN/m}$
 Valeur de calcul : $Bm,d = 2184.89 \text{ kN/m}$

$Bt,d < Bm,d$

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
 $Pd = 35.64 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
 $Pv,d = -28.44 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

$Tv,d = 35.18 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
 $Fv,d = 0.00 \text{ kN/m}$ $Yq =$ valeur dépendant de la nature de chaque action.
 Résultante ELU des efforts verticaux :
 $Rv,d = 42.37 \text{ kN/m}$

Charge verticale ELU de 42.37 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :
 Situation n° 1 : Nb de tirants : 1; Tref,d = 135.91 kN/m; Tdsb,d = 518.12 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 5 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :
 Valeur caractéristique : $Bt,k = 291.27 \text{ kN/m}$
 Valeur de calcul : $Bt,d = 393.21 \text{ kN/m}$
 Butée mobilisable :
 Valeur caractéristique : $Bm,k = 2403.38 \text{ kN/m}$
 Valeur de calcul : $Bm,d = 2184.89 \text{ kN/m}$

$Bt,d < Bm,d$

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :
 $Pd = 35.64 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :
 $Pv,d = -44.61 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :
 $Tv,d = 69.15 \text{ kN/m}$
 Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :
 $Fv,d = 0.00 \text{ kN/m}$ $Yq =$ valeur dépendant de la nature de chaque action.
 Résultante ELU des efforts verticaux :
 $Rv,d = 60.18 \text{ kN/m}$

Charge verticale ELU de 60.18 kN/m à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :
 Situation n° 1 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 175.63 kN/m; Tdsb,d = 567.91 kN/m OK
 Situation n° 2 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 267.16 kN/m; Tdsb,d = 735.32 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

Vérifications

PHASE 6 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : $Bt,k = 238.28$ kN/m

Valeur de calcul : $Bt,d = 321.68$ kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : $Bm,k = 1346.95$ kN/m

Valeur de calcul : $Bm,d = 1224.50$ kN/m

$Bt,d < Bm,d$

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

$Pd = 35.64$ kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

$Pv,d = -37.47$ kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

$Tv,d = 69.50$ kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

$Fv,d = 0.00$ kN/m $Yq =$ valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

$Rv,d = 67.67$ kN/m

Charge verticale ELU de 67.67 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 176.49 kN/m; Tdsb,d = 521.35 kN/m OK

Situation n° 2 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 268.51 kN/m; Tdsb,d = 686.55 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 7 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : $Bt,k = 219.62$ kN/m

Valeur de calcul : $Bt,d = 296.48$ kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : $Bm,k = 1346.95$ kN/m

Valeur de calcul : $Bm,d = 1224.50$ kN/m

$Bt,d < Bm,d$

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

$Pd = 35.64$ kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

$Pv,d = -69.29$ kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

$Tv,d = 103.89$ kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

$Fv,d = 0.00$ kN/m $Yq =$ valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

$Rv,d = 70.24$ kN/m

Charge verticale ELU de 70.24 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 158.74 kN/m; Tdsb,d = 627.75 kN/m OK

Situation n° 2 : Nb de tirants : 2; Tref,d = 266.39 kN/m; Tdsb,d = 809.33 kN/m OK

Situation n° 3 : Nb de tirants : 3; Tref,d = 401.39 kN/m; Tdsb,d = 1044.41 kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.

PHASE 8 - Transitoire

L'écran est considéré ancré.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Butée mobilisée :

Valeur caractéristique : $Bt,k = 173.55$ kN/m

Valeur de calcul : $Bt,d = 234.30$ kN/m

Butée mobilisable :

Valeur caractéristique : $Bm,k = 634.93$ kN/m

Valeur de calcul : $Bm,d = 577.21$ kN/m

$Bt,d < Bm,d$

Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de l'écran :

$Pd = 35.64$ kN/m

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

$Pv,d = -55.52$ kN/m

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

$Tv,d = 104.66$ kN/m

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

Vérifications

$F_{v,d} = 0.00$ kN/m Y_q = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

$R_{v,d} = 84.78$ kN/m

Charge verticale ELU de 84.78 kN/m à transmettre en pied de l'écran.

Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Vérification du massif d'ancrage : Kranz

Liste des situations étudiées :

Situation n° 1 : Nb de tirants : 2; $T_{ref,d} = 163.74$ kN/m; $T_{dsb,d} = 584.31$ kN/m OK

Situation n° 2 : Nb de tirants : 2; $T_{ref,d} = 265.48$ kN/m; $T_{dsb,d} = 761.04$ kN/m OK

Situation n° 3 : Nb de tirants : 3; $T_{ref,d} = 404.37$ kN/m; $T_{dsb,d} = 990.11$ kN/m OK

La stabilité du massif d'ancrages est justifiée pour cette phase.



setec

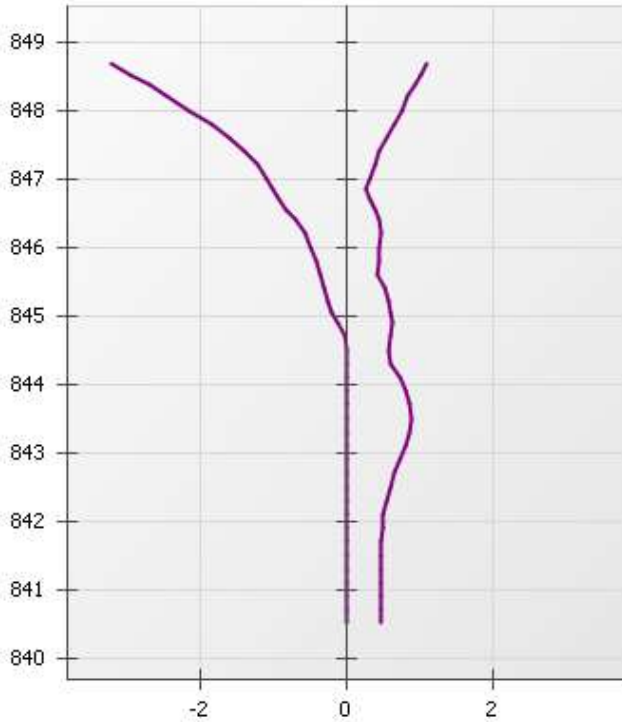
Calcul réalisé par : MONOD PIGUET

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kNm/m	Tranch. max kN/m	Rapport butées	Tirant 1 kN/m	Tirant 2 kN/m	Tirant 3 kN/m
1	0.05	0.07	-0.33	0.79	15.562	-	-	-
2	1.10	1.10	3.83	5.45	13.981	-	-	-
3	-3.08	-3.08	-18.68	-62.49	14.457	100.00	-	-
4	-3.12	-3.12	-21.12	-63.24	11.464	100.47	-	-
5	-3.07	-3.07	-12.30	-59.76	12.467	97.90	100.00	-
6	-3.20	-3.20	-12.78	-59.24	8.669	97.36	101.05	-
7	-3.05	-3.05	-13.94	-61.52	9.528	97.97	98.88	100.00
8	-3.06	-3.06	15.07	-61.26	5.897	97.85	98.71	101.41
Extrema	-3.20	-3.20	-21.12	-63.24	5.897	100.47	101.05	101.41

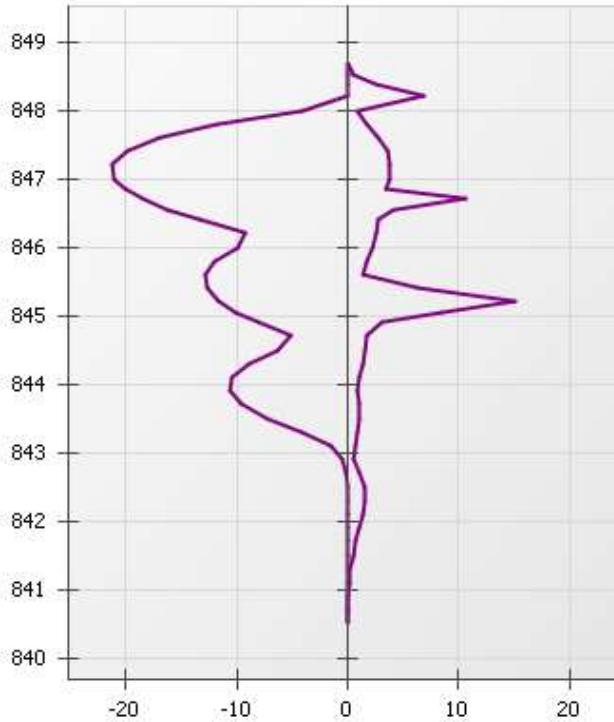
RESULTATS (Enveloppe phases 1 à 8)

Déplacements [mm]



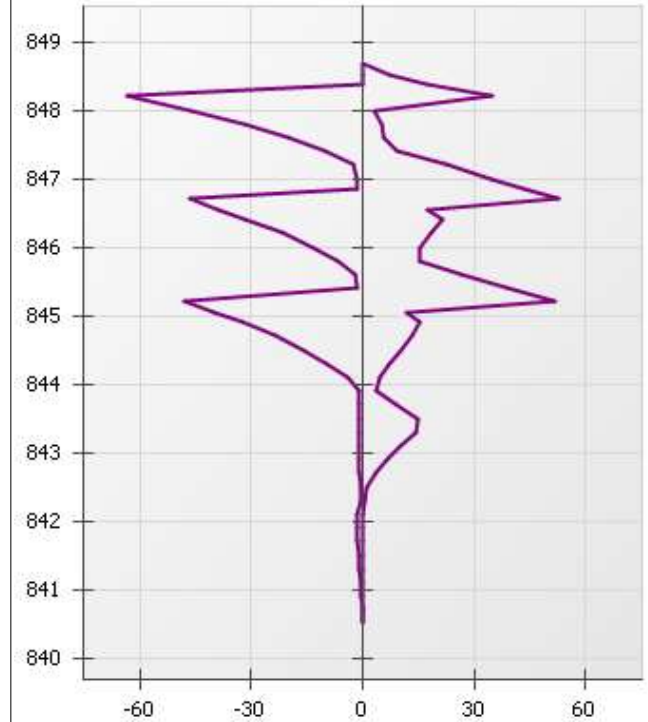
Min = -3.20 - Max = 1.10

Moment [kNm/m]



Min = -21.12 - Max = 15.07

Effort Tranchant [kN/m]



Min = -63.24 - Max = 52.75

Légende des graphiques :

--- Valeurs ELS

--- Valeurs ELU

--- Eau



terrasol

setec

Calcul réalisé par : MONOD PIGUET

ANNEXE 12

Blindage béton

Contrôle du blindage en terrain meuble

Donnée de base

profilé verticaux : **HEB180**
pénétration c_s pour V_{Rd} : **14** mm
largeur aile : **180** mm (*ouvrir le Excel de Métal!*)

portée blindage : **2.0** m., théorique!
portée effective: **1.82** m. (- 2 * demi largeur de l'aîle d'appuis)

charge n_{Ed} - ELU2: **75** kN/m² pour étape 7 - selon K-réa

Caractéristique du blindage

épaisseur blindage : **180** mm
 D_{max} : **16** mm
qualité béton : **C25/30**

Caractéristique de l'armature

treillis : **2.0** x
type : **8.0** mm e = **15** cm
 A_s : **670** mm²/m'
enrobage fictif : **37.5** mm jusqu'au centre de la barre

Contrôle ELU2

m_{Ed} : **31** kNm/m'
 m_{Rd} : **66** kNm/m' (*ouvrir le Excel de Béton!*)
taux : **0.47** < 1.0

Plastification armature pour contrôle V_{Ed} : **OUI**

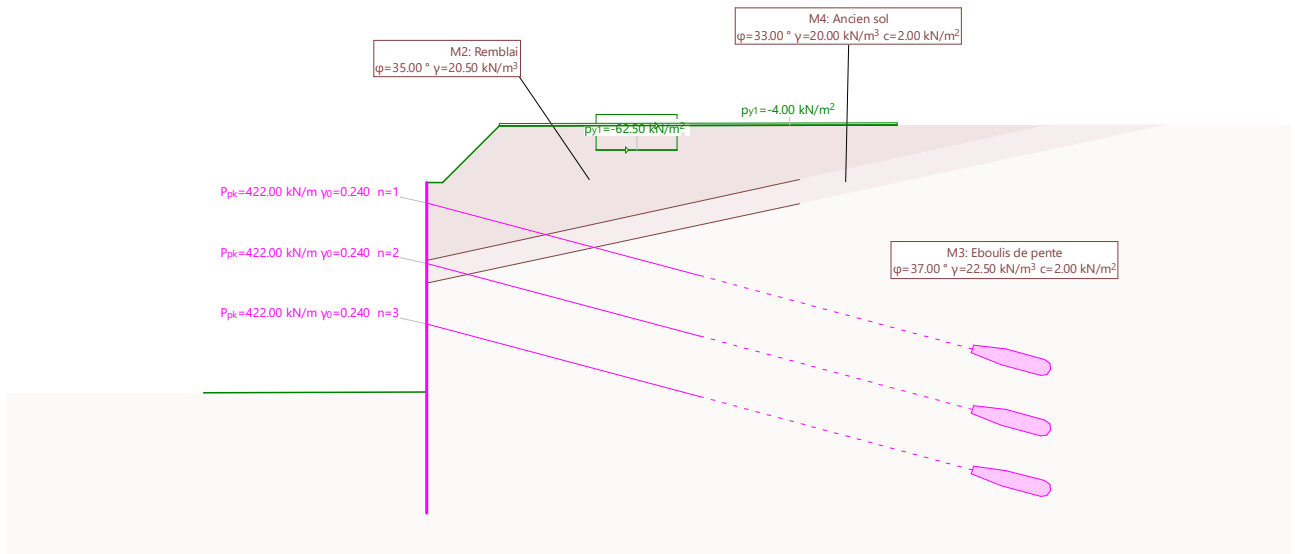
V_{Ed} : **68.25** kN/m'
 V_{Rd} : **330** kN/m' (*ouvrir le Excel de Béton!*)
taux : **0.21** < 1.0

ANNEXE 13

Paroi berlinoise LARIX

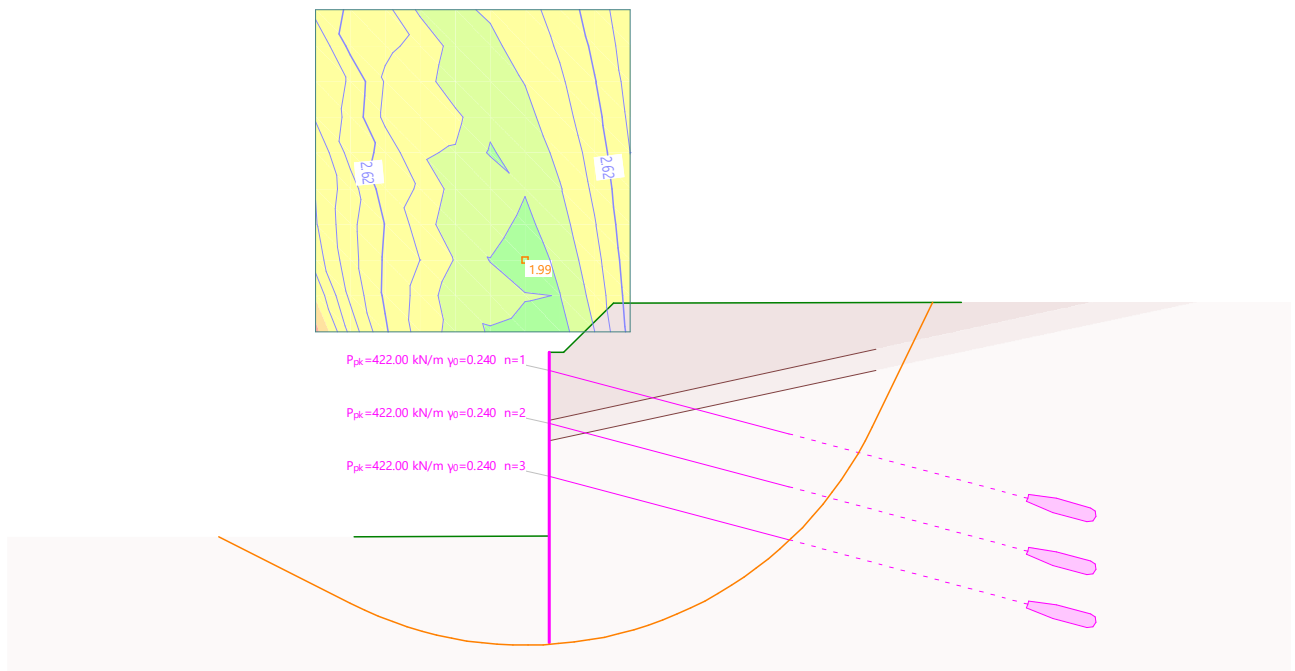
Chargement Ch1: Train
 Chargement Ch: Neige

Échelle 1 :187.4 (-10.40,-10.66..21.42,4.18)



Enveloppes: Ligne de glissement déterminante, Définition avec centres et ligne coercitive

Échelle 1 :213.9 (-15.35,-10.58..20.98,9.19)



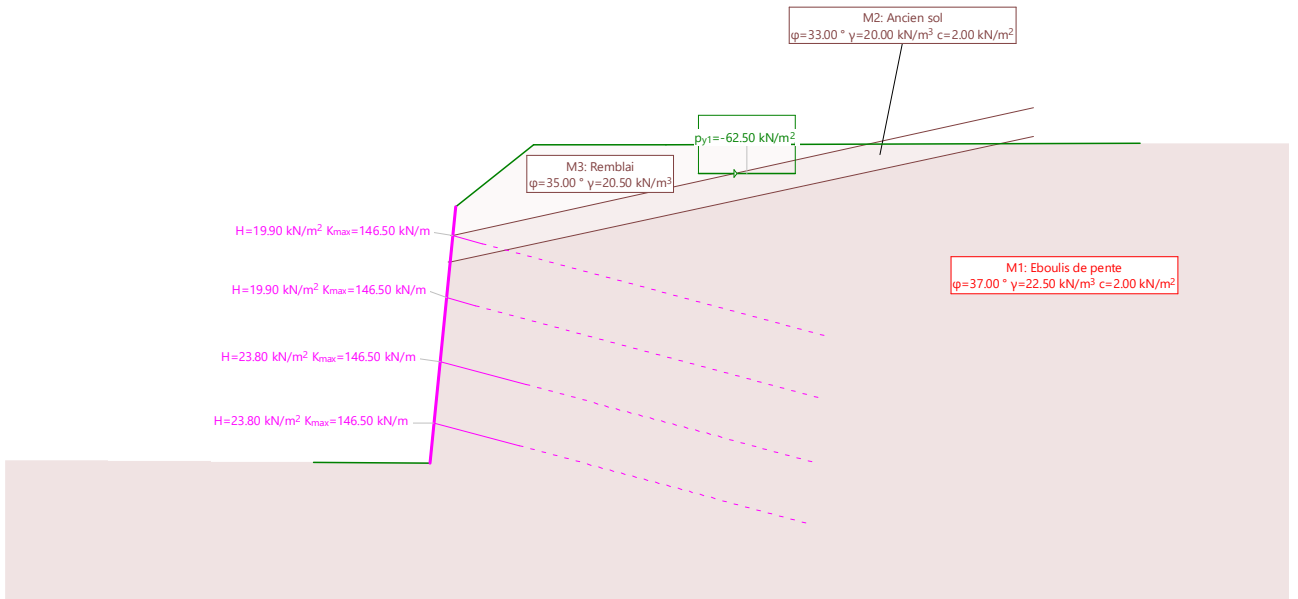
Nr.:

ANNEXE 14

Paroi clouée LARIX

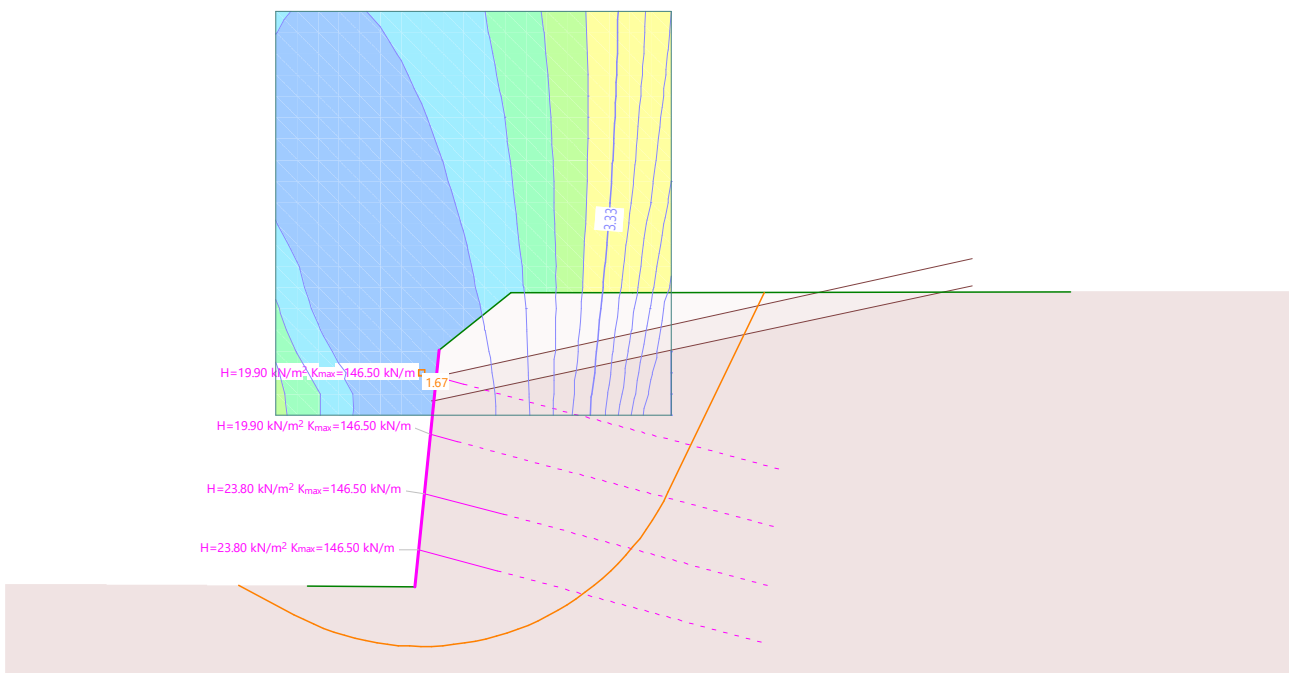
Chargement Ch1: Train

Échelle 1 :157.1 (-11.94,-9.47..14.75,3.22)



Enveloppes: Ligne de glissement déterminante, Définition avec centres et ligne coercitive

Échelle 1 :170.3 (-12.34,-8.68..16.58,7.06)



Nr.: