

12 Fondations

12.1 Principes généraux

Les fondations ont pour fonction le transfert des charges depuis la superstructure vers le sol ; elles doivent être dimensionnées en respectant les règles générales de l'EC7 Partie 1⁹. De plus, les principes généraux suivants, spécifiques à la situation sismique, doivent être respectés :

- (1) Les fondations de type mixte, par exemple l'emploi de pieux avec des fondations superficielles, doivent être évitées et ne peuvent être employées que pour des entités dynamiquement indépendantes d'une même structure.
- (2) Les forces provenant de la superstructure ne doivent pas induire de déformations permanentes significatives de la fondation ; ces déformations doivent rester compatibles avec les exigences de fonctionnement de la structure.
- (3) Les fondations doivent être suffisamment rigides pour assurer une transmission uniforme au sol des actions en provenance de la superstructure ; à cette fin, une attention particulière doit être portée aux effets des déplacements horizontaux entre les éléments verticaux de la superstructure.

12.2 Dimensionnement en capacité des fondations

Il est noté que le dimensionnement en capacité est accepté comme une méthode standard de dimensionnement pour la superstructure et qu'elle peut être mise en œuvre pour le dimensionnement des fondations. Le principe de base est que l'ordre séquentiel de formation des mécanismes plastiques doit être déterminé et que les résistances relatives de la superstructure, des fondations et du sol doivent être proportionnées en conséquence. La situation la plus directe est celle pour laquelle les résistances des fondations et du sol support sont suffisantes pour supporter les actions correspondant au mécanisme plastique ductile choisi pour la superstructure. Dans ce cas, les fondations sont supposées conserver un comportement élastique (c.à.d. elles sont non dissipatives) et des dispositions constructives ductiles ne sont pas requises pour les fondations. Cette approche est celle suivie dans l'EC8 Partie 5⁴, qui requiert que les actions de calcul (agissant sur la fondation) soient inférieures à la résistance de calcul vis-à-vis du glissement et de la rupture par perte de capacité

12 Foundations

12.1 General principles

Foundations are used to transfer the loads from the superstructure to the ground; they should be designed according to the general rules of EC7 Part 1⁹. In addition, the following general principles should be observed which are specific to the seismic situation:

- (1) Mixed foundation types, e.g. piles with shallow foundations, should be avoided and may be used only in dynamically independent units of the same structure.
- (2) The forces from the superstructure should not induce significant foundation permanent deformations, which must remain compatible with the functional requirements of the structure.
- (3) The foundations should be stiff enough to ensure a uniform transmission of the actions received from the superstructure into the ground; to this end, special attention should be paid to the effects of horizontal displacements between vertical elements of the superstructure.

12.2 Capacity design of foundations

It may be observed that capacity design is accepted as a standard procedure for superstructure and can be implemented in foundation design. The basic principle is that the order of formation of yielding mechanisms must be determined and the relative strength of the superstructure, foundations and soil must be arranged in the proper way. The most straightforward case is where the strength of the foundation and its underlying soils is sufficient to support the actions corresponding to the ductile yielding mechanism chosen for the superstructure. In this case, the foundations are assumed to remain elastic (i.e. they are non-dissipative) and special ductile detailing of the foundation is not required. This is the approach followed in EC8 Part 5⁴, which requires that the design action (acting on the foundation) should be smaller than its design capacity with respect to sliding or bearing capacity failure. The main underlying reason for adopting non-dissipative foundations is that foundation structures are usually difficult to inspect for possible damage and to repair after an earthquake.

12.3 Fondations

portante. La raison principale sous jacente à l'adoption de fondations non dissipatives est que les fondations sont généralement difficiles à inspecter, pour détecter des dommages éventuels, et à réparer après séisme.

La résistance sismique de fondations non dissipatives est évaluée de la façon suivante. La demande sismique dépend du parti structurel choisi pour la structure comme indiqué dans l'EC8 Partie 5⁴, Clause 5.3.1 :

- Pour les structures non dissipatives les effets des actions sur les fondations doivent être obtenues à partir de l'analyse sans prise en compte de considération de dimensionnement en capacité.
- Pour les structures dimensionnées pour dissiper de l'énergie pendant le séisme, les effets des actions sur les fondations, E_{Fd} , doivent être obtenus à partir des considérations de dimensionnement en capacité, tenant compte du développement d'une possible sur-résistance ; cependant, il n'est pas nécessaire qu'ils soient supérieurs aux effets des actions correspondant à un comportement élastique de la superstructure (coefficient de comportement q égal à 1,0). De façon simplifiée, pour les types usuels de fondations tels que les semelles filantes et les radiers, supportant plus d'un élément vertical, les effets des actions peuvent être calculés selon l'Equation 12.1. Des règles moins conservatives sont données dans l'EC8 Partie 1³, Clause 4.4.2.6.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} E_{F,E} \quad (12.1)$$

où :

- γ_{Rd} est le coefficient de sur-résistance pris égal à 1,4,
- $E_{F,G}$ est l'effet de l'action due aux actions non sismiques,
- $E_{F,E}$ est l'effet de l'action résultant de l'analyse pour la situation sismique de calcul.

Des méthodes plus précises sont acceptables, par exemple en établissant les effets sur la fondation des actions résultant du dimensionnement en capacité à partir d'une analyse statique non linéaire (Section 9.4.4).

12.3 Résistance sismique des fondations superficielles

12.3.1 Etats Limites Ultimes

Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, les semelles doivent être vérifiées afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante. Les conditions indiquées ci après s'appliquent de façon indifférenciée aux semelles isolées, radiers et fondations en caissons.

The seismic capacity of non-dissipative foundations is assessed as follows. The seismic demand depends on the assumed structural design of the structure as indicated in EC8 Part 5⁴, Clause 5.3.1:

- For non dissipative structures the action effects on the foundation should be obtained from the analysis without capacity design considerations.
- For structures that are designed to dissipate energy during the earthquake, the action effects for the foundations E_{Fd} should be based on capacity design principles accounting for the development of possible overstrength; however, they do not need to exceed the action effects corresponding to an elastic behaviour of the superstructure (behaviour factor q equal to 1.0). As a simplified rule, for common foundations types such as strip footings and rafts, supporting more than one vertical element, the action effects can be calculated from equation 12.1. Less conservative rules are given in EC8 Part 1³, Clause 4.4.2.6.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} E_{F,E} \quad (12.1)$$

where:

- γ_{Rd} is the overstrength factor taken equal to 1.4
- $E_{F,G}$ is the action effect due to non-seismic actions
- $E_{F,E}$ is the action effect from the analysis of the seismic design situation.

More accurate methods are permissible, for example establishing the capacity design action effects on the foundation from a non-linear static analysis (Section 9.4.4).

12.3 Seismic capacity for shallow foundations

12.3.1 Ultimate limit state conditions

In accordance with the ultimate limit state design criteria, shallow foundations should be checked against failure by sliding and against bearing capacity failure. The provisions listed below equally apply to individual footings, raft foundations and box-type foundations.

12.3.2 Glissement

L'effort tranchant horizontal de calcul sur la fondation V_{Ed} doit être équilibré par la somme des contributions des trois quantités suivantes :

- (1) Valeur de calcul de la force de frottement F_{Rd} entre la base horizontale d'une semelle ou d'un radier et le sol. Pour des fondations situées au dessus de la nappe, F_{Rd} , peut être calculée selon :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (12.2)$$

où :

- N_{Ed} est la force normale de calcul agissant sur la base horizontale,
 δ est l'angle de frottement de l'interface sol-structure sous la base de la semelle,
 γ_M est le coefficient partiel de matériau, pris à une valeur égale à celle applicable à $\tan \phi'$.

Pour les fondations situées en dessous du niveau de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement doit être évaluée sur la base de la résistance non drainée de l'interface.

- (2) Valeur de calcul de la force de frottement E_{fd} entre les faces verticales de la fondation et le terrain, sous réserve que des dispositions adéquates soient prises sur site pour assurer un contact satisfaisant entre la fondation et le terrain (compactage du remblai contre les faces verticales de la semelle, coulage du béton directement contre les parements verticaux de la fouille).
- (3) Une fraction, inférieure à 30%, de la résistance découlant de la mobilisation de la butée passive totale des terres E_{pd} contre les faces de la fondation perpendiculaires à la direction de l'action sismique.

La valeur de calcul de la force horizontale agissant sur la fondation doit alors satisfaire l'inégalité :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{fd} + 0,3E_{pd} \quad (12.3)$$

Pour les fondations situées au dessus du niveau de la nappe, et pour autant que les caractéristiques des sols ne soient pas altérées par la sollicitation sismique et que le glissement n'affecte pas le fonctionnement des réseaux connectés à la structure, un glissement limité peut être toléré, car il constitue un moyen efficace de dissipation de l'énergie.

Note Pour les semelles, une condition complémentaire sur V_{Ed} doit être remplie. Elle est donnée par l'équation 5.2 dans l'EC8 Partie 5⁴, Clause 5.4.1.1 (6)P.

12.3.2 Sliding

The design horizontal shear force on the foundation V_{Ed} should be taken as being resisted by the sum of the contributions from the following three mechanisms:

- (1) A design shear resistance F_{Rd} between the horizontal base of the footing or a foundation slab and the ground. For footings above the water table F_{Rd} can be calculated as:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (12.2)$$

where:

- N_{Ed} is the design normal force on the horizontal base
 δ is the structure-ground interface friction angle on the base of the footing
 γ_M is the partial factor for material property taken with the same value as for $\tan \phi'$.

For foundations below the water table the design shearing resistance should be evaluated on the basis of the interface undrained shear strength.

- (2) A design shear resistance E_{fd} between the vertical sides of the foundation and the ground, provided appropriate measures are taken on site to ensure a proper bonding between the foundation and the ground (compaction of the backfill against the sides of the footing, pouring of concrete directly against the vertical soil face).
- (3) A fraction, not larger than 30%, of the passive resistance E_{pd} against the foundation faces perpendicular to the direction of the seismic action.

The design horizontal shear force on the foundation should then satisfy:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{fd} + 0,3E_{pd} \quad (12.3)$$

For foundations above the water table, provided the soil properties remain unaltered during the earthquake and sliding does not affect the performance of lifelines connected to the structure, a limited amount of sliding may be tolerated because it is an efficient way of dissipating energy.

Note For footings, a complementary condition on V_{Ed} must be fulfilled. It is given in equation 5.2 in EC8 Part 5⁴, Clause 5.4.1.1 (6)P.

12.3.3 Capacité portante

La vérification de la capacité portante de la fondation doit être effectuée sous la combinaison de l'effet des actions appliquées N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} et si possible de l'effet des forces d'inertie dans le sol support. L'Annexe F de l'EC8 Partie 5⁴, à laquelle il est possible de se référer, fournit une expression générale pour la vérification de la capacité portante d'une fondation filante superficielle reposant sur un sol purement cohérent ou purement pulvérulent.

Sur la base d'études récentes (par exemple Chatzigogos⁶¹), l'utilisation des équations de l'Annexe F de l'EC8 Partie 5⁴ peut être étendue à des fondations circulaires, en retenant pour N_{max} la valeur applicable aux fondations circulaires.

L'attention est attirée sur le fait que l'évaluation de la capacité portante doit prendre en compte les possibles dégradations de résistance, telle que celle induite par l'accroissement de pression interstitielle.

12.4 Dimensionnement structurel des fondations superficielles en béton

12.4.1 Effets des actions de calcul

Les éléments de fondation (semelles, longrines, radiers et murs de fondation) doivent être dimensionnés pour prévenir la formation de mécanismes dissipatifs se développant dans la fondation elle-même. A cette fin, des considérations de dimensionnement en capacité (Section 12.2) sont requises pour s'assurer que la résistance de la fondation n'est pas dépassée sous l'effet des actions correspondant à la plastification de la superstructure.

Dans les infrastructures de type caisson de structures dissipatives comportant des murs de contreventement en superstructure, des mesures spéciales doivent être prises pour les murs. Les infrastructures de type caisson consistent en un radier, un réseau de longrines ou des poutres de fondation au niveau de la fondation, des planchers à divers niveaux dans l'infrastructure et des murs périphériques, ainsi qu'éventuellement des murs internes. Les murs de la superstructure, qui doivent être poursuivis sans réduction d'épaisseur jusqu'à la base des fondations, sont dimensionnés pour que s'y développent des rotules plastiques juste au-dessus du plus haut niveau de plancher de l'infrastructure. Pour ces murs, il est nécessaire de considérer que la zone critique s'étend dans l'infrastructure jusqu'à une profondeur h_{cr} , correspondant à la hauteur critique du mur de cisaillement donnée par les Equations 10.34 et 10.35 du Chapitre 10. La hauteur totale libre h_w du mur dans la partie en infrastructure doit être dimensionnée vis-à-

12.3.3 Bearing capacity

The bearing capacity of the foundation should be verified under a combination of applied action effects N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} , and possibly the effect of the soil inertia forces in the supporting soil. Annex F of EC8 Part 5⁴ provides a general expression for the verification of the bearing capacity for shallow strip foundations resting on a purely cohesive or purely cohesionless medium, to which reference may be made.

Based on recent studies (for example Chatzigogos⁶¹), it is recommended that the equations in Annex F of EC8 Part 5⁴ can be extended to circular foundations, provided N_{max} takes the value applicable to circular foundations.

Attention must be paid to the fact that the evaluation of the bearing capacity should take into account possible strength degradations, such as those induced by pore pressure build up.

12.4 Structural design of shallow concrete foundations

12.4.1 Design actions effects

The foundation elements (footings, tie beams, raft slabs and foundation walls) should be designed to avoid dissipative mechanisms forming in the foundation structure itself. To achieve this, capacity design considerations (Section 12.2) are required to ensure that the foundation resistance is not exceeded under the actions corresponding to yield of the superstructure.

In box-type basements of dissipative structures supporting shear walls in the superstructure, special considerations are required in the walls. Box-type basements comprise a raft slab or grillage of tie-beams or foundation-beams at foundation level, slabs at the various basement levels, together with perimeter and possibly also internal walls. The shear walls in the superstructure, which should continue unreduced to the base of the foundation, are designed to develop plastic hinges just above the highest basement slab level. For these shear walls, the critical region should be considered to extend into the basement to a depth of h_{cr} , being the critical height of the shear wall given in Equations 10.34 and 10.35 in Chapter 10.

12.4 Fondations

vis de l'effort tranchant en considérant un encastrement au sommet et une rotule en pied, conduisant à l'Equation 12.4 :

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} / h_w \quad (12.4)$$

où :

M_{Rd} est le moment résistant de calcul en flexion à la base du mur, et

$\gamma_{Rd} = 1,1$.

12.4.2 Longrines et poutres de fondation

Pour éviter les effets des actions induites dans la superstructure par les déplacements horizontaux relatifs entre éléments de fondation, un dispositif de liaisonnement entre fondations doit être mis en œuvre (EC8 Partie 5⁴ Clause 5.4.1.2). Ce dispositif de liaisonnement n'est pas obligatoire pour la classe de sol A, quel que soit le niveau de sismicité de la région ou pour la classe de sol B (dans les régions de faible sismicité). Ce dispositif de liaisonnement peut être réalisé avec des longrines ou des longrines noyées dans les radiers de fondation. Les poutres ou tirants du premier niveau peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines si la distance au sommet du massif des pieux ou à la base des éléments de fondation est inférieure à 1,0m. Pour les semelles ou les pieux, les longrines ou les radiers de fondation doivent reposer sur les éléments de fondation sans interposition de poteau court. Un plancher de fondation peut tenir lieu de longrines s'il est situé à moins de 1,0m de la face inférieure des semelles ou des massifs des pieux.

Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement structurel des longrines sont celles résultant de l'analyse de la structure agissant conjointement avec les forces axiales suivantes (EC8 Partie 5 Clause 5.4.1.2), fonctions de la classe de sol :

$$\begin{aligned} &\text{– Force axiale pour la classe de sol B :} \\ &\quad +/- 0,3 (a_g/9,8) S N_{Ed} \end{aligned} \quad (12.5)$$

$$\begin{aligned} &\text{– Force axiale pour la classe de sol C :} \\ &\quad +/- 0,4 (a_g/9,8) S N_{Ed} \end{aligned} \quad (12.6)$$

$$\begin{aligned} &\text{– Force axiale pour la classe de sol D :} \\ &\quad +/- 0,6 (a_g/9,8) S N_{Ed} \end{aligned} \quad (12.7)$$

où N_{Ed} est la force verticale moyenne sous la combinaison sismique des actions pour les éléments verticaux connectés à la fondation, a_g est l'accélération de calcul du sol (m/s^2) (voir Section 8.2) et S est le coefficient de sol (voir Section 8.4).

The full free height h_w of the wall within the basement should be dimensioned for shear considering a fixed connection at the top and a hinge at the bottom, leading to Equation 12.4:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} / h_w \quad (12.4)$$

where:

M_{Rd} is the design flexural resistance at the base of the wall, and

$\gamma_{Rd} = 1.1$.

12.4.2 Tie beams and foundation beams

To prevent the effects of actions induced in the structure by relative horizontal displacements between foundation elements, a tying system should be provided (EC8 Part 5⁴ Clause 5.4.1.2). This tying system is not required for ground type A in regions of all levels of seismicity or (for regions of low seismicity) ground type B. This tying system can be achieved by tie-beams or tie-zones in foundation slabs. Beams or ties in the first floor can be considered as tie beams if the distance to the top of pile cap or bottom of foundation elements is lower than 1.0m. In the case of footings or piles, tie beams or foundation slabs should bear directly on top of foundation elements without stub columns. A foundation slab may replace the tie-beams, provided that it is located within 1.0m from the bottom face of the footings or pile caps.

The actions to be considered for the structural design of tie beams are those obtained from the structural analysis acting together with the following axial forces (EC8 Part 5 Clause 5.4.1.2), depending on ground type:

$$\begin{aligned} &\text{– Axial force for ground type B:} \\ &\quad +/- 0.3 (a_g/9.8) S N_{Ed} \end{aligned} \quad (12.5)$$

$$\begin{aligned} &\text{– Axial force for ground type C:} \\ &\quad +/- 0.4 (a_g/9.8) S N_{Ed} \end{aligned} \quad (12.6)$$

$$\begin{aligned} &\text{– Axial force for ground type D:} \\ &\quad +/- 0.6 (a_g/9.8) S N_{Ed} \end{aligned} \quad (12.7)$$

where N_{Ed} is the mean vertical force under seismic combination of actions for the vertical elements connected to the foundation, a_g is the design ground acceleration (m/s^2) (see Section 8.2) and S is the soil factor (see Section 8.4).

Les dimensions minimales et le pourcentage d'armatures pour les longrines et les poutres de fondation sont :

- Largeur de la section $b_{w,min} = 0,15\text{m}$ [0,25m] pour les bâtiments jusqu'à trois niveaux, et **0,30m** [0,25m] pour quatre niveaux et plus;
- Hauteur de la section $h_{w,min} = 0,20\text{m}$ [0,40m] (ou **0,15m** mais avec $b_{w,min} = 0,20\text{m}$), pour les bâtiments jusqu'à trois niveaux, et **0,30m** [0,50m] pour quatre niveaux et plus ;
- Armatures longitudinales sur les faces supérieure ou inférieure, totalement ancrées dans la fondation ou dans la longrine au-delà de la fondation, au total : $\rho_{b,min} = 0,4\%$ [0,4%].

Quand des dalles de fondation relient des semelles isolées ou des massifs de pieux, l'épaisseur et le pourcentage d'armatures doivent être au moins égaux à :

- épaisseur $t_{min} = 0,12\text{m}$ [0,2m];
- armatures en face supérieure et en face inférieure, totalement ancrées dans la fondation ou dans l'épaisseur de la dalle au-delà de la fondation : $\rho_{s,min} = 0,4\%$ [0,2%].

12.5 Dimensionnement des fondations sur pieux

12.5.1 Analyse sismique

12.5.1.1 Effets de l'action sismique sur les pieux

Par rapport aux fondations superficielles, les effets suivants doivent être pris en compte pour les fondations sur pieux sous sollicitation sismique :

- Forces d'inertie (voir la Section 12.5.1.2 ci après)
- Forces cinématiques, dans certains cas (voir la Section 12.5.1.2 ci après)
- Interaction sol structure, dans certains cas (voir la Section 12.5.1.3 ci après)

12.5.1.2 Forces cinématiques et inertielles

Les forces inertielles dans les pieux proviennent de la réponse dynamique de la superstructure et doivent toujours être prises en compte.

Les effets de l'action due à l'interaction cinématique doivent être calculés lorsque les trois conditions suivantes sont simultanément remplies :

- Les structures fondées sur pieux sont de catégorie d'importance III or IV (voir la Section 8.2).
- La classe de sol est de type D (voir la Section 8.3) et comporte des couches consécutives dont les rigidités diffèrent notablement, telle qu'une couche d'argile molle surmontant le rocher.
- L'accélération du sol en surface ($a_g S$) est plus grande que 1m/s^2 .

The minimum dimensions and reinforcement ratio for tie-beams and foundations-beams are:

- cross sectional width $b_{w,min} = 0.25\text{m}$ [0.25m];
- cross sectional depth $h_{w,min} = 0.4\text{m}$ [0.4m] for buildings with up to three storeys and **0.5m** [0.5m] for 4 storeys or more;
- longitudinal reinforcement at top and bottom, fully anchored in the foundation or in the tie-beam beyond the foundation: $\rho_{b,min} = 0.4\%$ [0.4%].

When foundation slabs connect individual footings or pile caps, the thickness and reinforcement ratio should be at least:

- thickness $t_{min} = 0.2\text{m}$ [0.2m];
- reinforcement at top and bottom, fully anchored in the foundation or in the slab depth beyond the foundation: $\rho_{s,min} = 0.2\%$ [0.2%].

12.5 Design of piled foundations

12.5.1 Seismic analysis

12.5.1.1 Seismic action effects in piles

In contrast to shallow foundations, the following effects should be considered in piled foundations under seismic loading:

- Inertia forces (see Section 12.5.1.2 below)
- Kinematic forces, under certain circumstances (see Section 12.5.1.2 below)
- Soil structure interaction, under certain circumstances (see Section 12.5.1.3 below)

12.5.1.2 Inertia and kinematic forces

Inertia forces in piles arise due to the dynamic response of the superstructure and must always be considered.

Action effects due to kinematic interaction should be calculated when all three of the following conditions are met:

- the structures supported by the piles belong to Importance Class III or IV (see Section 8.2)
- the ground profile is of type D (see Section 8.3) and contains consecutive layers of sharply differing stiffnesses, such as a soft layer overlying the bedrock
- the peak ground surface acceleration ($a_g S$) exceeds 1m/s^2 .

Il est noté que, la plupart du temps sous sollicitation sismique, les fondations superficielles sont dimensionnées uniquement pour reprendre les forces d'inertie émanant de la superstructure. En revanche, les pieux et puits doivent reprendre des efforts ayant deux origines :

- les forces d'inertie développées dans la superstructure et transférées à la fondation,
- les forces cinématiques provenant de la déformation du sol environnant engendrée lors du passage des ondes sismiques.

Bien que l'EC8 ne fournisse aucune indication pour le calcul des moments de flexion d'origine cinématique, et sous réserve que les pieux puissent être considérés comme flexibles par rapport au sol environnant, une évaluation approchée peut être obtenue en calculant la courbure en champ libre et en imposant cette courbure aux pieux. Lorsque les pieux sont rigides par rapport au sol, cette méthode peut être excessivement conservatrice et une véritable analyse dynamique d'interaction sol pieu est requise.

12.5.1.3 Interaction sol structure

L'interaction sol structure doit toujours être considérée pour les fondations sur pieux.

Il est noté que l'interaction sol structure pour les structures sur pieux peut être prise en compte de deux façons différentes :

- soit en représentant la rigidité et l'amortissement du sol et des pieux par la rigidité en tête de pieu, pour laquelle des formules approchées sont données dans l'annexe C de l'EC8 Partie 5⁴,
- soit en modélisant le pieu par des éléments de poutre connectés à des ressorts (et amortisseurs) représentant l'interaction entre le sol et le pieu.

La première approche ne fournit que les efforts en tête de pieu, qui doivent être redistribués le long du pieu pour obtenir les efforts internes à celui-ci. La deuxième approche donne directement les efforts internes au pieu résultant de l'interaction inertielle.

Dans les deux approches de modélisation, il convient de porter attention :

- aux effets des non linéarités locales qui se développent le long du fût du pieu et réduisent l'appui latéral,
- à l'effet de groupe dynamique (interaction pieu-sol-pieu),
- à la rigidité de la connexion entre la tête de pieu et le massif de tête.

Tous ces facteurs affectent fortement la réponse dynamique de fondations sur pieux. Il n'existe aucune solution totalement acceptable pour appréhender ces problèmes et seules des solutions approchées peuvent être mises en œuvre. Par exemple, l'effet de groupe dynamique est plus facilement pris en compte avec les rigidités en tête de pieux, alors que les non linéarités locales sont plus facilement modélisées avec des ressorts distribués.

It may be observed that most of the time under seismic excitation, shallow foundations are only designed to carry the inertia forces coming from the superstructure. By contrast, piles and pier foundations have to withstand forces from two different origins:

- inertia forces developed in the superstructure and transferred back to the foundation,
- kinematic forces arising from the deformation of the surrounding soil due to the passage of the seismic waves.

Although EC8 does not provide any indication for the calculation of the kinematic bending moments, and provided the piles are flexible with respect to the surrounding soil, an approximate solution can be obtained by computing the free field curvatures and by imposing these curvatures on the piles. When the piles are stiff with respect to the ground, this method may be overly conservative and a true dynamic soil pile analysis is required.

12.5.1.3 Soil structure interaction

Soil structure interaction must always be considered in piled structures.

It may be observed that soil structure interaction in pile structures can be accounted for in two different ways:

- either by representing the stiffness and damping of the soil and piles with a pile head stiffness for which approximate formulae are provided in annex C of EC8 Part 5⁴,
- or by modelling the pile with beam elements connected to springs (and dashpots) representing the interaction between the soil and the pile.

The first technique only provides the pile head forces, which need to be redistributed along the pile length to yield the pile internal forces. The second technique directly provides the pile internal forces due to inertial interaction.

In both modelling techniques attention should be paid to the following:

- local non-linear effects that develop along the pile shaft and reduce the lateral support
- the dynamic pile group effect (pile-soil-pile interaction)
- the stiffness of the connection between the pile cap and the pile heads.

All these factors strongly affect the dynamic response of piled foundations. There is no totally acceptable solution to solve all these problems and only approximate solutions can be implemented. For instance, the dynamic group effect is more easily taken into account with the pile head stiffness, whereas local non-linearities are more easily modelled with distributed soil springs.

12.5.2 Dimensionnement et dispositions constructives

En principe, les pieux doivent être dimensionnés pour demeurer élastiques sous la sollicitation sismique. Cependant, cette exigence peut s'avérer très sévère et difficile à satisfaire à la connexion entre les pieux et le massif de tête, où des moments de flexion élevés se développent dans l'hypothèse d'un comportement élastique. La possibilité de formation d'une rotule plastique à cette connexion est par suite tolérée. Pour les pieux en béton, cette zone de rotule plastique doit être dimensionnée comme pour un poteau suivant la Clause 5.8.4 de l'EC8 Partie 1³.

Pour satisfaire le troisième principe général énuméré dans la Section 12.1, les têtes de pieux ou les massifs de tête doivent être reliés par des longrines ou par une dalle de fondation appropriée. Le dimensionnement de la longrine doit suivre les règles données dans la Section 12.4.2 pour les fondations superficielles.

Il est recommandé de ne pas utiliser de pieux inclinés en situation sismique, car ils peuvent induire des torsions parasites s'ils ne sont pas disposés symétriquement autour d'un axe vertical. De plus, travaillant principalement en compression – traction, ils constituent un système moins ductile que des pieux verticaux travaillant en flexion. Néanmoins, si l'utilisation de pieux inclinés est retenue, les pieux doivent être dimensionnés de façon à reprendre non seulement les charges axiales mais également les moments de flexion engendrés par exemple par les tassements des terrains. Il est recommandé de se reporter au guide AFPS²⁰ pour plus de conseils.

12.5.2 Design and detailing

Piles should in principle be designed to remain elastic under the seismic action. However, this requirement may be very severe and difficult to meet at the connection between the piles and the pile cap where high bending moments develop under elastic behaviour. Allowance for the development of a plastic hinge at this connection is therefore permitted. In concrete piles, this region of plastic hinge should then be designed as a column to Clause 5.8.4 of EC8 Part 1³.

To satisfy the third general principle listed in Section 12.1, pile heads or pile caps should be linked with tie beams or with an adequate foundation slab. The tie beam design should follow the rules provided in Section 12.4.2 for shallow foundations.

It is recommended that inclined piles should not usually be employed in seismic situations because they may induce parasitic torsional motions if they are not arranged symmetrically around a vertical axis. In addition, working essentially in tension-compression they constitute a less ductile system than vertical piles working in bending. If nevertheless inclined piles are chosen, they must be designed to carry not only the axial forces but also the bending loads arising for example from the soil settlements. It is recommended that reference be made to an AFPS guide²⁰ for further guidance.

13 Joints sismiques

Les déplacements sismiques induits par le séisme de calcul, calculés comme indiqué dans la Section 9.3.5, ne doivent pas donner naissance à des entrechoquements du bâtiment avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment.

Cette prescription peut être considérée comme satisfaite si les conditions 1 ou 2 ci-dessous sont remplies. Les déplacements doivent être calculés suivant les indications de la Section 9.3.5.

- (1) Pour les bâtiments, ou unités structurellement indépendantes, appartenant à différentes propriétés, la distance entre la limite de propriété et les points d'impact potentiel ne doit pas être inférieure au déplacement maximal horizontal du bâtiment au niveau correspondant.
- (2) Pour les bâtiments, ou unités structurellement indépendantes, appartenant à la même propriété, la distance entre eux ne doit pas être inférieure à la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments, ou unités, aux niveaux correspondants.

Si les niveaux des planchers du bâtiment ou des unités indépendantes considérées sont les mêmes que ceux des bâtiments adjacents, ou unités, la distance minimale définie ci-dessus peut être réduite par un facteur 0,7. *Il est noté que ce facteur de réduction de 0,7 introduit un risque de dommage localisé et non structurel dû à l'entrechoquement entre structures adjacentes sous le séisme de calcul. Cependant le risque d'effondrement lié à l'entrechoquement est fortement réduit lorsque les planchers susceptibles d'entrer en contact sont situés au même niveau, par opposition au cas de planchers situés à des niveaux différents.*

Selon la clause 8.3.2 des PS92¹⁰, il est recommandé de retenir une largeur minimale de joint de 4 ou 6cm suivant la zone de sismicité. Lors du dimensionnement des joints dans des structures irrégulières, il convient de prendre en considération l'effet des déplacements dus à la torsion.

13 Seismic joints

Seismically induced deflections under the design earthquake, calculated as described in Section 9.3.5, must be shown not to give rise to pounding damage across joints within a building structure, or between adjacent structures.

This requirement can be taken as satisfied by meeting condition 1 or 2 below, as applicable. The displacement should be calculated from Section 9.3.5.

- (1) For buildings or structurally independent units belonging to different properties, the distance from the property line to the potential points of impact should be not less than the maximum horizontal displacement of the building at the corresponding level.
- (2) For buildings, or structurally independent units, belonging to the same property, the distance between them should not be less than the square root of the sum of the squares (SRSS) of the maximum horizontal displacements of the two buildings or units at the corresponding level.

If the floor elevations of the building or independent unit under design are the same as those of the adjacent building or unit, the minimum distance defined above may be reduced by a factor of 0.7. *It may be observed that this reduction factor of 0.7 introduces some risk of localised and non-structural damage due to impact between the adjacent structures in the design event. However the risk of collapse caused by impact is greatly reduced where the impacting floor slabs coincide in level, compared to the case of slabs at different levels.*

Following PS92¹⁰ Clause 8.3.2, it is recommended to use a minimum joint width of 4 or 6cm, depending on the seismicity of the area. When sizing joints in irregular structures, due consideration should be taken of the effect of torsional displacements.