

**L'IMPORTANCE DE L'INTERACTION SOL-STRUC-
TURE DANS L'ANALYSE DES STRUCTURES.
DISCUSSION SUR LES VALEURS DES COEFFICI-
ENTS DE SÉCURITÉ PARTIELS RECOMMANDÉES
DANS L'EUROCODE DES FONDATIONS EC7.**

A. Pinto, A. Correia, J. Camara, J. Vinagre

**L'IMPORTANCE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS
L'ANALYSE DES STRUCTURES. DISCUSSION SUR LES VALEURS
DES COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ PARTIELS RECOMMANDÉES
DANS L'EUROCODE DES FONDATIONS EC7**

A. Pinto *, A. Correia **, J. Camara ** et J. Vinagre ***
*Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico,
Av. Rovisco Pais, 1096 Lisboa Codex, PORTUGAL*

SOMMAIRE

Cet article prétend clarifier quelques dispositions discutables relatives à la vérification de la sécurité des fondations, selon le concept de coefficients partiels de sécurité, recommandés dans la dernière version du nouveau Eurocode des Fondations, EC7.

Une étude d'interaction sol-structure a été réalisée au moyen de l'utilisation d'un programme de calcul qui considère le comportement physiquement non linéaire des structures et de ses fondations.

Les conclusions de cette étude, amènent à considérer dans la vérification de la sécurité des fondations aux états limite, des coefficients de sécurité partiels relatifs aux actions, identiques à ceux adoptés dans les codes de structures.

* Ing. Civil, Élève du Master en Génie de Structures, Boursier de la J.N.I.C.T.

** Ing. Civil, Prof. Associé de l' Instituto Superior Técnico.

*** Ing. Civil, Assistant de l' Instituto Superior Técnico.

1. INTRODUCTION

Ce travail décrit sommairement le concept de vérification de la sécurité des structures et des fondations, basé dans la définition des états limite et dans l'utilisation des coefficients de sécurité partiels. Ce concept a aujourd'hui une application généralisée en génie des structures et leur utilisation est recommandée par la récente réglementation européenne des fondations [3].

On présente un programme d'analyse non linéaire qui a permis la simulation de l'interaction entre structures de béton armé et le sol de sa fondation [13,14], et qui sert comme support à la discussion de la problématique associée à la quantification des valeurs des coefficients de sécurité partiels utilisées dans le calcul des fondations et sa interdépendance avec les valeurs adoptées dans la vérification de la sécurité des structures.

La dernière version de l'Eurocode EC7 [3], recommande des valeurs pour les coefficients de sécurité partiels relatifs aux actions, à considérer dans la vérification de la sécurité à la rupture du sol des fondations, inférieures à ceux proposées dans les codes de structures. Cette différence est justifiée, en général dû à l'hyperstaticité des structures. Au-delà de la considération de coefficients de sécurité partiels différents dans le calcul de la structure et de ses éléments de fondation avoir le grand inconvénient de ne pas permettre la clarté et la cohérence du processus de calcul global des constructions, un tel argument est aussi discutable, comme on a déjà fait en travaux antérieurs [10,11,12,13].

Finalment, on présente et on discute les principaux résultats des analyses effectuées et les conclusions plus significatives de l'étude réalisée.

2. COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ PARTIELS

On présente de suite, la formulation associée à la quantification globale des valeurs numériques des coefficients de sécurité partiels adoptés en génie des structures. On fait aussi un résumé de l'évolution des critères de calcul de fondations basés dans le concept des coefficients de sécurité partiels.

2.1. COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ PARTIELS EN GÉNIE DES STRUCTURES

La vérification de la sécurité des structures basée dans l'utilisation des coefficients de sécurité partiels c'est aujourd'hui un procédé d'application généralisé en génie des structures. Les coefficients partiels relatifs aux actions γ_f (γ_g, γ_q), et sur lesquels, au niveau européen, existe un consensus presque général concernant à sa adoption dans la vérification de la sécurité aux états limite ultime, sont les suivants:

- $\gamma_g = 1.35$, pour les charges permanents
- $\gamma_q = 1.50$, pour les charges variables

Ces coefficients ont en considération fondamentalement:

1. Possibles déviations défavorables dans la valeur des actions par rapport à ses valeurs caractéristiques.
2. Possibles incorrections dans l'estimation des effets des actions dû a des imprécisions dans le modèle adopté et aussi eventuelles déviations des dimensions de la structure arrivant pendant le procès de construction.

Au delà de ces aspects, il y a aussi la question de la non prévisible action simultanée des différentes charges variables, ce qui est tenu en considération par les coefficients Ψ .

L'inéquation générale qui est appliquée dans la vérification de sécurité, selon ce concept, est la suivant:

$$S_d = S \left\{ \gamma_g G + \gamma_q (Q_{1k} + \sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_{ik}) \right\} \leq R_d = R_k / \gamma_m \quad (1)$$

où R_d est avalié par les valeurs caractéristiques des matériaux affectées des respectifs coefficients de sécurité partiels: $\gamma_s = 1.15$ pour l'acier et $\gamma_c = 1.50$ pour le béton. Ces coefficients ont, fondamentalement, en considération les déviations des résistances des matériaux et des éléments résistants de la structure par rapport à ses valeurs caractéristiques.

2.2. COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ PARTIELS EN GÉOTECHNIQUE

L'utilisation du concept des coefficients de sécurité partiels dans le calcul des fondations remonte aux années 50, et a été préconisé par le danois B.Hansen, qui a conjugué les avantages des deux méthodes en vigueur dans cette époque [8], et encore très divulguées, spécialement au Portugal:

- Méthode des contraintes admissibles: recommandée lorsque la majeure incertitude du projet se trouvait dans la quantification de la résistance des matériaux; selon cette méthode on applique les coefficients de sécurité seulement à la résistance des matériaux. Cette méthode est encore très utilisée, par exemple dans le calcul de la capacité portante des fondations superficielles.
- Méthode des facteurs de charge ou des coefficients de charge: recommandée lorsque la plus grande incertitude du projet se trouvait associée à la quantification des actions; elle consiste dans l'utilisation des coefficients de sécurité seulement relatifs aux actions. Cette méthode peut être appliquée dans l'évaluation de la capacité portante et calcul des pieux.

En 1970 Meyerhof [6] avait déjà fait appel pour les avantages de l'utilisation du concept des coefficients de sécurité partiels dans le calcul des fondations: selon lui, ce concept pouvait conduire à une marge de sécurité plus uniforme par rapport à celle obtenue au travers de la méthode conventionnelle basée dans l'utilisation des coefficients de sécurité globaux. Il proposait les valeurs pour les coefficients de sécurité partiels qui ont peut observer dans les tableaux 1 et 2. Cependant Meyerhof, remarquait aussi la nécessité d'une meilleure étalonnage de ces valeurs. Selon ce chercheur, l'étalonnage devrait être réalisé avec l'objectif d'assurer que le niveau de sécurité minimum obtenu par la méthode conventionnelle serait égal à celui obtenu par l'utilisation des coefficients de sécurité partiels [6].

Selon ce concept de vérification de la sécurité, les coefficients de sécurité partiels utilisés dans le calcul des fondations doivent tenir en considération les mêmes sources des déviations défavorables et possibles incorrections qui sont considérés dans le calcul structural.

Actuellement en Europe, seulement la Danemark a un code de fondations basé dans ce concept ("DS 415 - Foundation Engineering" - 1984). Le Canada a aussi, depuis la première moitié des années 80, deux codes dans lesquels le calcul des fondations c'est basé dans l'utilisation des coefficients de sécurité partiels ("Ontario Highway Bridge Design Code" - 1983 et "National Building Code of Canada" - 1985), la structure de tous les deux codes canadiens dans les chapitres concernant au calcul des fondations a été basée dans le règlement danois de cette époque ("Danish Code of Practice for Foundation Engineering" - 1978) [7].

Actions	Meyerhof en 1970	Codes canadiens en 1983/85	Proposition de l'EC7 en 1989
Permanents γ_g :			
- poids de la structure	1.00	1.25 (0.85)	1.00 (0.95)
- eau	1.00 a 1.20	1.25 (0.85)	1.00 (1.00)
Variables γ_q :			
- surcharges et vent	1.20 a 1.50	1.50 (0.00)	1.30 (0.00)

Tableau 1 - Coefficients de sécurité partiels relatifs aux actions, γ_f . Les valeurs recommandées par l'EC7 sont analogues à ceux proposées par le code danois.

Propriétés des matériaux	Meyerhof en 1970	Codes canadiens en 1983/85	Proposition de l'EC7 en 1989
Frottement $\gamma_{tan\phi}$	1.20 a 1.30	1.25	1.20 a 1.25
Cohésion γ_c, γ_{cu}	1.50 a 2.50	1.54 a 2.00	1.50 a 1.80

Tableau 2 - Coefficients de sécurité partiels associés à les propriétés des matériaux, γ_m . Les valeurs recommandées par l'EC7 sont analogues à ceux proposées par le code danois.

Suivant les indications de Meyerhof en 1970 [6], les valeurs recommandées dans ces codes canadiens (voir tableaux 1 et 2), ont été obtenues selon une étalonnage avec le calcul conventionel, structural et géotechnique, avec l'objectif d'assurer la même marge de sécurité par les deux méthodes [7]. Dans la situation particulier relative aux coefficients de sécurité partiels associés aux matériaux, ont peut observer dans le

tableau 2, qui ils sont sensiblement identiques, spécialement le paramètre relatif au frottement, $\gamma_{tan\phi}$, qui a une petite variation dans les valeurs proposées.

La dernière version du Eurocode EC7 [3] recommande des valeurs pour les coefficients partiels de sécurité relatifs aux actions analogues à ceux recommandés dans le code des fondations danois, significativement inférieures aux valeurs des coefficients adoptées dans les codes canadiens et dans la généralité des règlements des structures. L'utilisation des valeurs recommandées par l'Eurocode EC7, implique que la cohérence associée à une vérification globale de la sécurité des constructions, comme préconise l'esprit des Eurocodes [8,9], ne sera pas atteinte.

La justification pour considérer des valeurs presque unitaires pour les coefficients partiels de sécurité relatifs aux actions permanents, spécialement au poids propre, par le code de fondations danois et postérieurement par l'Eurocode EC7, selon Ovesen [8,9] se doit à la raison de se considérer que ces actions dans la plupart des problèmes de géotechnique sont connues avec un considérable degré d'exactitude. De cette façon, pour petites variations géométriques qui peuvent arriver, la valeur adoptée était $\gamma_g=1.05$, pour une action considérée comme défavorable et $\gamma_g=1/1.05=0.95$ dans la situation favorable. Cependant, la complication inhérente à l'adoption de ces valeurs, a conduit le code danois à recommander la valeur $\gamma_g=1.00$, relative au poids propre des structures et du sol [8,9].

L'Eurocode EC7 [3], justifie encore la raison pour laquelle les valeurs des coefficients de sécurité partiels relatifs aux actions sont inférieures à celles adoptées dans le calcul structural, par le fait de la possibilité que des structures statiquement indéterminées ont en pouvoir redistribuer les charges au niveau de la fondation. De cette façon, dans les structures hyperstatiques, si un élément individuel de la fondation s'est approché d'un état limite ultime, la charge transmise à cet élément par la structure sera allégée. Cependant, dans le cas des fondations de structures statiquement déterminées ou statiquement indéterminées, mais avec une petite capacité de redistribution, comme les mâts et les tours, l'Eurocode EC7 [3] recommande qu'il pourra être nécessaire de considérer pour les actions variables des valeurs jusqu'à $\gamma_q=1.50$. On alerte pour l'omission de quelque référence par rapport à la modification des valeurs des coefficients de sécurité partiels relatifs aux actions permanents, γ_g , dans ce type de structures.

3. MODELISATION STRUCTURAL ET GÉOTECHNIQUE

3.1 MODELISATION STRUCTURAL

On décrit en suite, les aspects principaux de l'algorithme d'analyse non linéaire incrémental des structures de béton armé adopté dans le programme de calcul développé [13,14]. Ce programme permet obtenir, pour quelque chemin de chargement, l'évolution de la réponse structural jusqu' à la rupture.

On a considéré la structure décomposée en éléments finis (ayant une géométrie constante ou variable), avec trois degrés de liberté par noeud, décomposés en divers sections intérieures dans lesquelles se ont concentré les effets physiquement non linéaires.

Au-delà des effets du temps, la non linéarité physique d'une structure de béton armé, est fondamentalement, fonction de la fissuration du béton, de l'interaction acier-béton dans ces régions, du comportement non linéaire du béton à la compression et élastoplastique de l'acier. Ces aspects on été considérés par l'adoption des relations constitutives pour le béton et pour l'acier (voir Fig. 1), définies selon la référence [1].

L'hypothèse usuelle de la distribution linéaire d' extensions dans toute l'hauteur de la section transversal, hypothèse de Navier-Bernoulli, a été adoptée. Une fois définie l'extension au niveau du centre de gravité et la rotation de la section, la distribution des contraintes, et conséquemment, les efforts instalés dans la section correspondant à cet état de déformation résultent immédiats.

Ne connaissant pas les relations constitutives des éléments, celles-ci sont définies selon ces matrices de rigidité tangente et sécante, et comme les relations constitutives des matériaux sont non linéaires, la méthode de résolution adoptée a consisté dans l'adoption d'un procès itératif soutenu dans ces matrices, a trois niveaux: au niveau de la structure, au niveau des éléments et au niveau des sections.

Le procès itératif au niveau de la structure contient le procès itératif des divers éléments qui l'appartiennent, de même que le procès itératif correspondant à chaque élément

contient le procès itératif des divers sections intérieures dans lesquelles chaque élément est décomposé (voir Fig. 2).

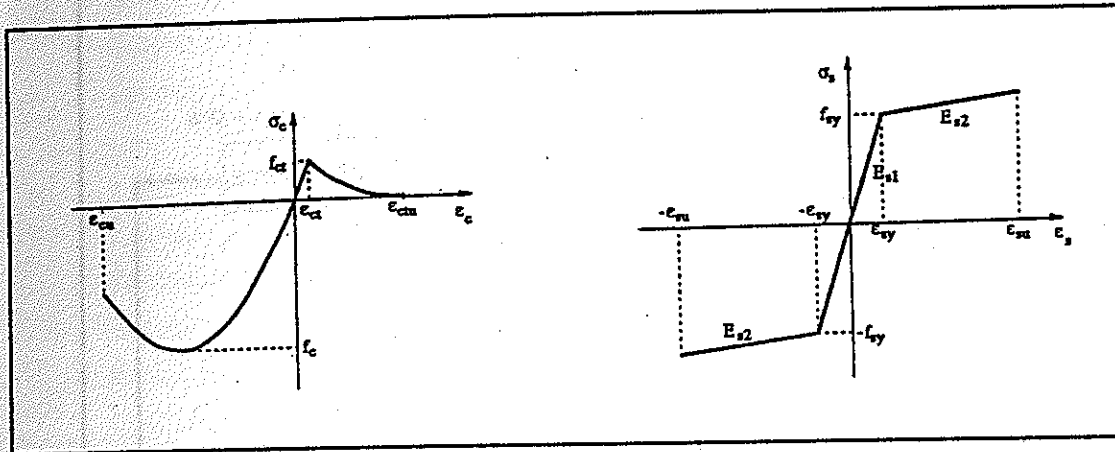


Figure 1 - Relations contraintes-déformations type, adoptées pour le béton et pour l'acier

La technique adoptée dans la résolution du système d'équations global, correspondant au procès itératif au niveau de la structure, c'est celle de Newton-Raphson avec des corrections d'équilibre. Selon cette méthode l'application d'un incrément de charge est effectuée en deux étapes:

- Application d'un incrément de charge: le procès de résolution commence avec le montage de la matrice de rigidité tangente de la structure et du vecteur des forces nodaux, statiquement équivalents au chargement. Celui-ci est affecté d'un paramètre de charge, consécutivement accru jusqu'à la rupture de la structure. Une fois calculés les déplacements globaux correspondants à la sollicitation et obtenus les efforts dans les divers éléments qui appartiennent à la structure, on détermine les forces intérieures en équilibre avec les efforts obtenus.
- Successives corrections d'équilibre: comme la réponse de la structure est non linéaire, il va exister un déséquilibre entre les forces intérieures et les actions extérieures. Ce déséquilibre va constituer le nouveau chargement de la structure. Le procès recommence avec le calcul de une nouvelle solution. L'objectif de ces opérations c'est de réduire, annuler à moins du critère de convergence adopté, le déséquilibre entre les forces intérieures résultantes du champ des déplacements installé dans la structure et les forces extérieures.

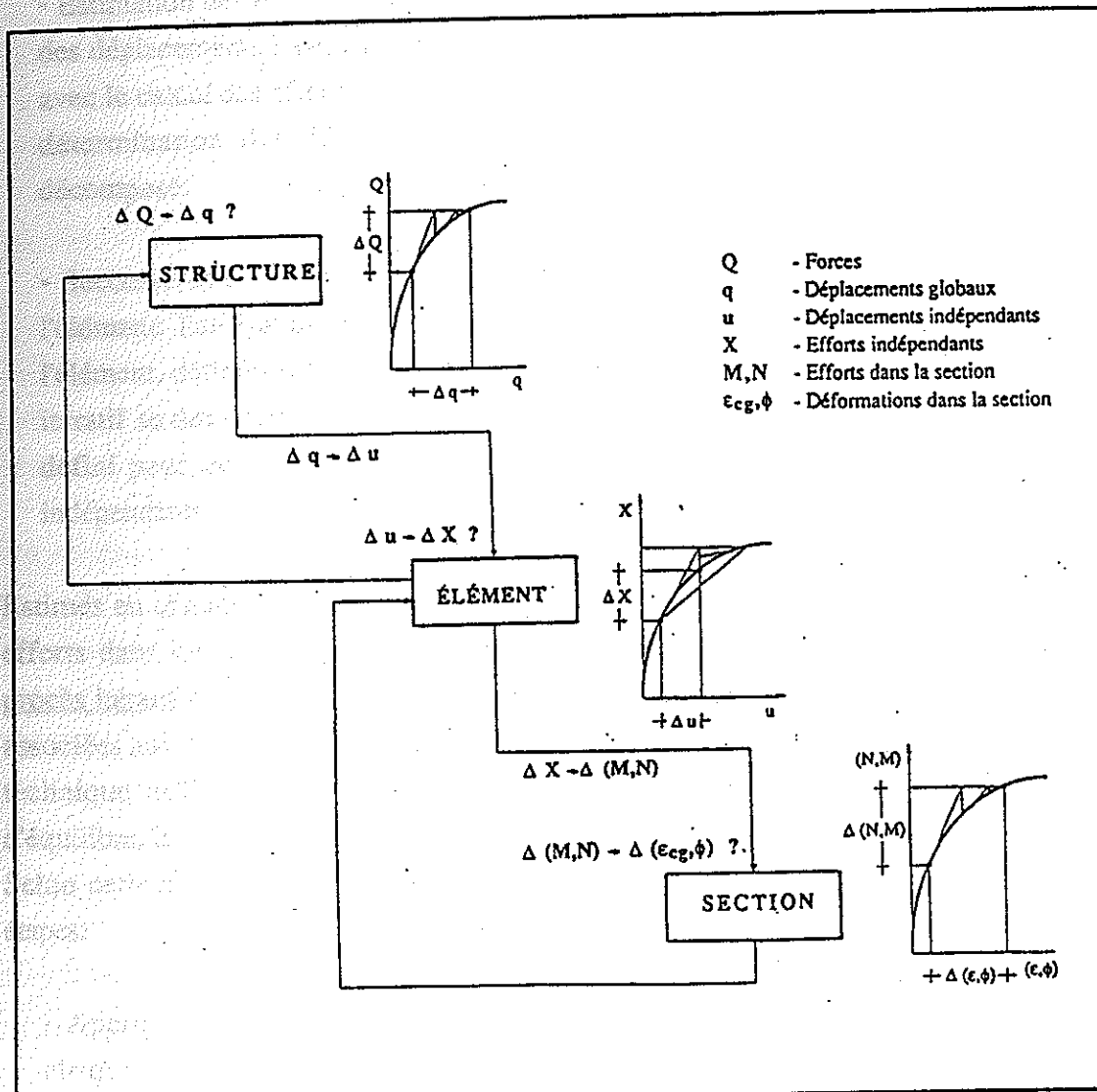


Figure 2 - Schème de l'algorithme d'analyse non linéaire incrémental des structures de béton armé

Après le calcul des déplacements indépendants relatifs aux éléments qui appartiennent à la structure, il est nécessaire, par le procès itératif au niveau des éléments, déterminer les efforts associés à ces déplacements. La technique adoptée pour le calcul des efforts correspondants à chaque élément c'est celle de Newton-Raphson, avec le recours aux matrices de rigidité tangente et sécante, obtenues au moyen des matrices de rigidité des divers sections intérieures dans lesquelles chaque élément est décomposé. L'application de cette méthode se fait en deux étapes:

- Estimation des efforts associés aux déformations: une fois connus les incréments des déplacements indépendants relatifs aux éléments, le procès itératif commence avec le calcul des efforts au moyen de la matrice de rigidité tangente et suivi de la détermination des déformations des sections dans lesquelles l'élément est décomposé.

- Successives corrections pour assurer la compatibilité avec les déformations de l'élément: l'utilisation des nouvelles matrices de rigidité tangente et sécante de l'élément, définies selon la nouvelle situation de déformation, permet que le procès itératif se développe jusqu'à ce que soit vérifié le critère de convergence adopté, défini pour assurer la compatibilité entre les déformations et les déplacements indépendants relatifs à chaque élément

Estimés en chaque itération, les efforts d'extrémité de l'élément, la connaissance des efforts dans ses divers sections intérieures est immédiate. Il est nécessaire, par le procès itératif au niveau des sections, déterminer les déformations de chaque section associées aux efforts connus: extension au niveau du centre de gravité et rotation. La technique utilisée, c'est encore celle de Newton-Raphson avec des corrections d'équilibre, identique à celle adoptée pour l'itération globale au niveau de la structure. Selon cette méthode, l'application des incréments des efforts est effectué en deux étapes:

- Application des incréments des efforts: connus les incréments des efforts en chaque section, le procès itératif commence avec le calcul des déformations correspondants, au moyen de l'utilisation des matrices de rigidité tangente.

- Successives corrections d'équilibre: avec recours à les nouvelles matrices de rigidité tangente et sécante de la section, déterminées selon les nouveaux incréments des efforts, le procès itératif se développe et il s'arrête lorsque soit vérifié le critère de convergence adopté, défini par l'annulation du déséquilibre entre les efforts intérieures de chaque section. Une fois vérifiée la convergence en toutes les sections, les matrices de rigidité des sections restent déterminées, on peut faire le calcul des matrices de rigidité de l'élément, et conséquemment le calcul de la matrice de rigidité globale, résultant de la contribution des matrices de tous les éléments de la structure.

Dans le calcul des matrices de rigidité de l'élément, fait par des matrices de rigidité des divers sections, on a adoptée la règle d'intégration de Lobatto, parce que cette règle contient les sections d'extrémité et utilise des fonctions d'interpolation plus fortes que celles de Simpson, permettant de cette façon une décomposition de chaque élément dans un plus petit nombre de sections.

On considère atteinte la charge maximale dans la structure, lorsqu'un quelque élément atteint une des extensions limite, ou lorsqu'à un incrément du paramètre de charge inférieur à 0.01 de sa valeur initial, correspond la formation d'un mécanisme dans la structure.

3.2 MODELISATION DE LA LIAISON DE LA STRUCTURE À LA FONDATION

La modelisation du sol de la fondation est effectuée par des éléments d'appui de la structure, qui suivent une relation force-déplacement, type P- δ , préalablement évaluée et définie (voir Fig. 3). Cette relation reproduit le comportement non linéaire de la fondation et est obtenue au moyen d'un programme d'éléments finis [15]. Le programme utilise des techniques d'éléments finis en régime non linéaire incrémental, associées à une modelation élastoplastique du sol. Dans la version utilisée, le critère d'écoulement c'est celui de Drucker-Prager, considérant une loi d'écoulement non associée qui impose un écoulement plastique, sans dilatance, et qui ne considère pas la consolidation.

La modelisation du sol de la fondation intervient dans la modelisation structural essentiellement en deux étapes du calcul:

- Dans la montage de la matrice de rigidité global de la structure, où aux éléments de la matrice correspondents aux degrés de liberté conditionnés par le comportement du sol on adicione une parcelle supplémentaire selon la relation force-déplacement imposée pour le sol.
- Dans le critère de vérification de la convergence du procès itératif dans la structure, où s'impose comme condition de convergence additionnelle selon les degrés de liberté conditionnés par le sol, qui les efforts dans la section de béton

armé soient identiques à ceux obtenus dans le sol, résultants de l'imposition de la respective relation force-déplacement.

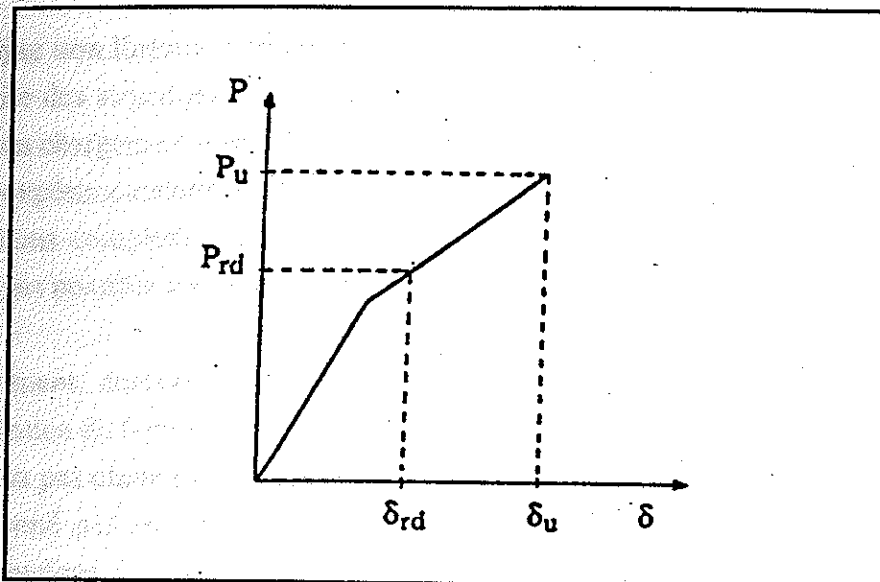


Figure 3 - Relations force-déplacement utilisées dans la modélisation du sol

4. CRITÈRES DE VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ EN ANALYSE NON LINÉAIRE

Les critères d'évaluation de la sécurité des structures basés en analyses non linéaires ne sont pas définis avec clarté ni de une façon consensuelle. Por ce motif, et avant de présenter l'étude effectuée, on analyse cette question et on justifie l'option prise.

La vérification de la sécurité aux états limite ultime des structures, presque consensuellement acceptée au niveau de la communauté technique, et qui la réglementation plus récente des fondations [3] recommande, est basée dans l'adoption des coefficients de sécurité partiels, et peut être exprimé selon l'inéquation générale (1) déjà présentée au chapitre 2.

Dans l'inéquation générale (1), la valeur de la résistance utilisée dans le calcul, R_d , est évaluée par des valeurs caractéristiques des matériaux affectées des respectifs coefficients de sécurité partiels. D'autre part, les effects des actions utilisés dans le

calcul, S_d , peuvent être calculés, en général, par analyse élastique, analyse élastique avec redistribution limitée ou analyse plastique avec certaines limitations [1].

L'analyse non linéaire a permis d'effectuer des analyses globales et cohérentes de la conduite des structures et des ses fondations, simulant la réponse conjointe après le début du chargement jusqu' à la rupture. De cette façon, basé en modèles analytiques, testés expérimentalement, il est possible de simuler la réponse des structures et des fondations complexes et exécuter des études paramétriques, qui d'une autre façon n'était pas possible avec une telle facilité.

Récemment, auteurs comme Eibl [2], Póvoas et Figueiras [4] ont défendu qui l'application du format de vérification de la sécurité exprimé selon l'inéquation général (1), n'est pas claire dans le cas de l'analyse non linéaire. Póvoas et Figueiras [4], ont questionné par exemple, comme était possible passer d'une relation contraintes-déformations du béton, définie avec valeurs moyennes ou caractéristiques (voir Fig. 4 a)), pour une autre définie pour le calcul à la rupture (voir Fig. 4 b)), sans violer l'équilibre ou la compatibilité. En effet, cette question est pertinente, et a nôtre opinion, il y a deux procès basiques d'aborder ce problème:

- Le premier, selon lequel cette étude s'est développée, consiste dans la définition des relations contraintes-déformations pour les matériaux qui permettent, d'une part, la quantification du comportement moyen en état de service, et d'autre part, la possibilité de l'évaluation de la capacité résistante ultime selon les critères usuels, basés dans le concept des coefficients de sécurité partiels.

Par exemple, pour essayer de résoudre la question abordée antérieurement, les relations contraintes-déformations du béton sont définies selon les relations moyennes de son comportement, avec le respectif module d'élasticité, et la valeur de la contrainte maxime limitée par sa valeur résistante affectée d'un coefficient de sécurité partiel approprié (voir Fig. 4 c)). L'influence du comportement du béton à la traction, dans les conditions de service, peut aussi être convenablement simulée, sans affecter la capacité résistante ultime dans les zones de la structure où les efforts sont plus élevés.

Dans ce format de vérification de la sécurité, les paramètres de charge représentent les coefficients de sécurité partiels relatifs aux actions. Ce procédé

est compatible avec l'application de l'inéquation général dans le cas de l'analyse non linéaire.

- L'autre façon d'aborder cette question, c'est celle défendue par Eibl [2], basée dans l'exécution des analyses non linéaires, qui considèrent des relations constitutives uniques pour les matériaux. Ces relations doivent être les moyennes ou les caractéristiques, par exemple les relations contraintes-déformations du béton (voir Fig. 4 a), la vérification de la sécurité est faite selon l'utilisation d'un coefficient de sécurité global préalablement défini, et mis en rapport avec les coefficients partiels adoptés dans l'inéquation générale.

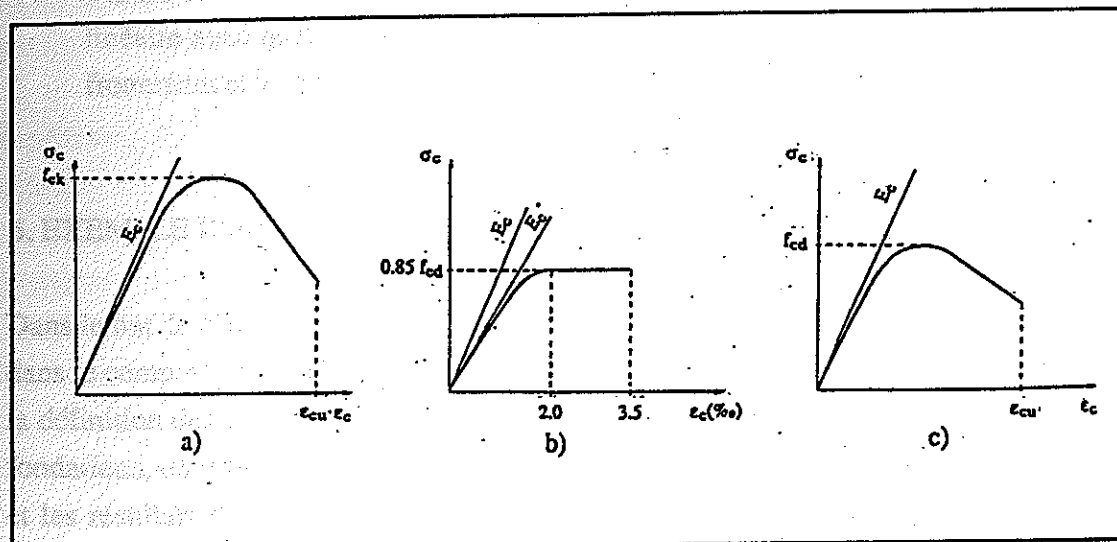


Figure 4 - Différentes relations constitutives du béton à la compression: a) - courbe définie par valeurs moyennes ou caractéristiques; b) - courbe définie par valeurs de calcul; c) - courbe définie selon les valeurs moyennes et où la valeur de la contrainte maximale est limitée par sa valeur résistante.

Les auteurs Póvoas et Figueiras [4], ont adopté cette philosophie, établissant l'équivalence pour les structures de béton armé entre le coefficient de sécurité global, résultant de l'analyse non linéaire, égal au paramètre de charge dans la rupture, λ_r , et les coefficients de sécurité partiels, selon la façon suivant:

- $\lambda_r > \gamma_f \times \gamma_s$, si la rupture s'est vérifiée par l'acier
- $\lambda_r > \gamma_f \times \gamma_c$, si la rupture s'est vérifiée par le béton

Au delà de cette formulation avoir l'inconvénient de la non inclusion des coefficients de sécurité partiels d'une façon directe, la linéarité implicite dans cette forme d'équivalence est approchée pour les éléments de béton armé et nettement impropre pour l'évaluation de la résistance du sol de la fondation. Comme exemple on peut rapporter les questions suivants:

- Dans le cas des éléments de béton armé, cette équivalence ne tient pas en compte l'influence du comportement du béton dans la rupture due à l'acier et réciproquement.
- Dans la situation des fondations, la capacité portante n'a pas une variation linéaire avec quelqu'un des coefficients partiels relatifs au matériau sol: $\gamma_{\tan\phi}$, frottement et γ_c , cohésion.

5. EXEMPLE D' APPLICATION

Dans le but de clarifier les implications des différents critères de calcul des fondations dans le comportement conjoint sol-structure, et finalement, d'essayer de contribuer pour la définition des valeurs des coefficients de sécurité partiels plus appropriées pour les fondations, on présente dans ce chapitre les caractéristiques d'une étude d'application et les résultats des analyses d'un portique de béton armé au moyen du programme d'analyse non linéaire d'interaction sol-structure qui a été développé.

5.1 PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE

On a considéré le portique représenté dans la figure 5, soumis aux actions permanents et surcharges indiquées. Le portique de béton armé a été calculé à la flexion simple, les poutres, et composée, les colonnes, selon la distribution d'efforts élastique et avec les quantités d'armature strictement nécessaires.

Dans les analyses non linéaires effectuées, et selon les principes généraux présentés dans le chapitre antérieur, on a pris les relations contraintes-déformations du béton et de l'acier illustrées à la figure 1, avec les caractéristiques rapportées dans la figure 5, et aussi les relations P- δ du sol de fondation indiquées dans la figure 3. Dans cette

- Critère C3 - Facteurs de sécurité globaux: F.S.=3.0 pour le sol sableux et F.S.=2.0 pour l'argile, en situation non drainée.

Dans les deux premiers critères on a considéré les coefficients de sécurité partiels relatifs aux matériaux comme suit: $\gamma_{\tan\phi} = 1.25$ pour le frottement et $\gamma_c = 1.65$ pour la cohésion [3]. Comme modèle de référence on a aussi analysé un portique de béton armé sur fondation rigide. Cette étude a eu comme principal objectif discuter l'influence de ces trois critères dans le niveau global de sécurité de la structure.

On présente dans les tableaux 3 et 4, les résultats concernant aux deux types de sol analysés et on indique pour chaque situation les résultats suivants: la valeur du paramètre de charge correspondant à la rupture vérifiée, les valeurs des réactions pour ce niveau de charge et encore sa relation avec les valeurs résistantes du sol de fondation, P_{rd} . Comme on peut observer en tous les deux types de sol, le calcul effectué selon le critère C2 a conduit à un niveau de sécurité inférieur à celui obtenu par les autres critères. On vérifie aussi que le niveau de sécurité obtenu par le critère C1 est pratiquement analogue à celui obtenu selon le critère C3. Ces résultats montrent que:

- Pour obtenir un niveau de sécurité dans les fondations équivalent à celui obtenu au moyen de la méthode conventionnelle, avec recours à un facteur de sécurité global, le calcul selon des coefficients de sécurité partiels, doit être réalisé considérant les valeurs des coefficients pour les actions, $\gamma_g = 1.35$ et $\gamma_q = 1.50$, identiques à ceux utilisées dans le calcul structural. Cette conclusion a déjà été vérifiée dans une étude effectuée pour des semelles isolées [11,12].
- Pour le calcul des fondations selon les critères C1 et C3 et lorsque se vérifie la rupture conventionnelle, que dans ces situations est au niveau de la structure, la capacité portante de la fondation est aussi presque atteinte. Dans la situation correspondant au calcul selon le critère C2, au contraire, il se vérifie une rupture précoce dans la fondation et les niveaux de sécurité, ne sont pas équivalents dans la structure et dans les fondations.

Comme complément de cet exemple, on a analysé l'influence de la homogénéité de la fondation pour évaluer sur la possibilité de prendre l'avantage de l'hyperstaticité structural, pour justifier diminutions dans les valeurs des coefficients de sécurité

partiels des actions, comme recommandé dans l'Eurocode EC7 [3], basé dans des études qui ont considéré le comportement élastique linéaire des structures et de ses fondations [5].

Critère	λ rupture	Type de rupture	Réactions [KN]		Réac./P _{rd} sol	
			P ₁ etP ₄	P ₂ etP ₃	P ₁ etP ₄	P ₂ etP ₃
C1	1.40	Sec. 1 - Acier	348.4	586.9	0.922	0.917
C2	1.15	Col. P ₂ et P ₃	288.5	480.4	0.983	1.000
C3	1.40	Sec. 1 - Acier	348.4	586.7	0.839	0.882
Fond. Rigide	1.43	Sec. 1 - Acier	354.3	599.6	-	-

Tableau 3 - Sol sableux ($\phi = 33^\circ$, $\nu = 0.35$, $E_s = 14\ 000$ KPa)

Critère	λ rupture	Type de rupture	Réactions [KN]		Réac./P _{rd} sol	
			P ₁ etP ₄	P ₂ etP ₃	P ₁ etP ₄	P ₂ etP ₃
C1	1.42	Sec. 1 - Acier	351.5	593.8	0.820	0.835
C2	1.28	Col. P ₁ et P ₄	318.5	530.9	1.000	0.995
C3	1.42	Sec. 1 - Acier	351.1	592.8	0.908	0.940
Fond. Rigide	1.43	Sec. 1 - Acier	354.3	599.6	-	-

Tableau 4 - Argile ($C_u = 40$ KPa, $\nu = 0.50$, $E_u = 16\ 700$ KPa)

On présente dans le tableau 5, les valeurs des relations entre les charges transmises à la fondation, pendant la rupture, dans le cas où on a considéré seulement sous la colonne P₂ un sol sableux avec compacité élevée, $\phi = 40^\circ$ et sous les restantes colonnes le sol défini dans le tableau 1, et le cas du sol homogène de référence identifié dans le tableau 1, critère 1.

Dans le tableau 6, on indique la même relation, mais pour un comportement élastique linéaire de la structure et du sol de la fondation. Comme on peut observer, l'effet hyperstatique qui influence la distribution des charges transmises à la fondation hétérogène, est significativement atténué, si on effectue une analyse qui considère le comportement non linéaire de la structure et du sol de la fondation.

Type de sol	Colonne P1	Colonne P2	Colonne P3	Colonne P4
Hétérogène	0.996	1.033	0.983	1.009
Homogène	1.000	1.000	1.000	1.000

Tableau 5 - Influence de la hétérogénéité de la fondation, analyse non linéaire selon le critère C1. Charges normalisées en relation au cas du sol homogène.

Type de sol	Colonne P1	Colonne P2	Colonne P3	Colonne P4
Hétérogène	0.856	1.281	0.798	1.021
Homogène	1.000	1.000	1.000	1.000

Tableau 6 - Influence de la hétérogénéité de la fondation, analyse linéaire selon le critère C1. Charges normalisées en relation au cas du sol homogène.

6. CONCLUSIONS

L'étude effectuée, basée dans un programme d'analyse non linéaire, développée pour les structures et ses fondations, bien que pas exhaustif dans le nombre de situations considérées, a permis par suite de travaux récents [10,11,12,13], clarifier des aspects importants du comportement conjoint sol-structure et de l'évaluation de la sécurité des fondations.

Les analyses réalisées, confirment que le calcul des fondations considérant valeurs pour les coefficients de sécurité partiels identiques à ceux utilisés dans le calcul structural, conduit à un niveau de sécurité analogue à celui obtenu par la méthode conventionnelle de calcul des fondations, avec recours à un facteur de sécurité global, et aussi à un niveau de sécurité équivalent pour les structures et ses fondations, comme préconise l'esprit des Eurocodes [9]. D'autre part, l'utilisation des valeurs des coefficients de sécurité partiels recommandées par l'Eurocode EC7, ne permet pas une souhaitable interpénétration entre la génie des structures et la géotechnique selon la nouvelle philosophie de calcul préconisée par le système des Eurocodes.

Le modèle d'analyse d'interaction sol-structure en régime non linéaire indique que les motifs qui ont justifié, la considération dans la dernière version de l'Eurocode EC7 [3],

des valeurs des coefficients de sécurité partiels différentes de ceux adoptées dans les codes de structures, sont très discutables et doivent être en conséquence bien examinés.

7. RÉFÉRENCES

- [1] CEB - " *CEB - FIP Model Code 90 - Final Draft* ", Bulletin n° 203, Juillet 1991
- [2] Eibl J. - " *Safety Considerations for Nonlinear Analysis* ", IABSE Colloquium Structural Concrete - Vol 62, Stuttgart, 1991, pp 337-342.
- [3] Eurocode 7 Drafting Panel - " *Eurocode 7 Geotechnics* ", version préliminaire, Novembre 1989.
- [4] Lourenço P.B., Póvoas R.H.C.F. et Figueiras J.A. - " *Compared Study of Non-Linear Finite Element Analysis and the Strut-and-Tie Model for Concrete Structures. A designer perspective.* " - A publier.
- [5] Maranha das Neves E. - " *Prática Europeia do Projecto Geotécnico: reflexos na Segurança* ", Ingenium - Revista da Ordem dos Engenheiros, Année III, n° 30, 1989, pp 4-17.
- [6] Meyerhof G. G. - " *Safety factors in soil mechanics* ", Canadian Geotechnical Journal - Vol 7, 1970, pp 349-355.
- [7] Meyerhof G. G. - " *Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering* ", Canadian Geotechnical Journal - Vol 21, 1984, pp 1-7.
- [8] Ovesen K. - " *Towards a European Code for Foundation Engineering* ", Ground Engineering - Octobre 1981, pp 25-28.
- [9] Ovesen K. - " *Rapport Générale, Session 30: Normes et Codes de bonne Pratique* ", 12^{ème} Conférence Internationale de l'ISSMFE - Rio de Janeiro, 1989.
- [10] Pinto A., Correia A. et Camara J. - " *Quantificação dos Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança das Acções* ", 4^º Congresso Nacional de Geotecnia - Vol 3, Lisbonne, Octobre 1991, pp 325-342.
- [11] Pinto A. - " *Quantification of Load Partial Safety Factors Values* ", 6^{ème} Congrès de Jeunes Ingénieurs Géotechniques, Lisbonne, Mai 1992, 10p.
- [12] Pinto A., Correia A. et Camara J. - " *Quantificação dos Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança das Acções no Dimensionamento de Fundações* ", Ingenium - Revista da Ordem dos Engenheiros, Année VII, n° 62, 1992, pp 52-61.

- [13] Pinto A. , Camara J., Correia A. et Vinagre J. - "*Análise da Interação Solo-Estrutura e Avaliação da Segurança* ", III Encontro de Mecânica Computacional - Vol 1, Coimbra, Setembro 1992, pp G3.1-G3.13.
- [14] Vinagre J. et Camara J. - "*Análise não linear de pórticos de betão armado : discussão da avaliação dos efeitos de 2ª ordem* "- III Encontro de Mecânica Computacional- Vol 1, Coimbra, Setembro 1992, pp E11.1-E11.12.
- [15] Z_SOIL.PC - User Manual, Zace Services Ltd. Lausanne, Switzerland, 1989.